UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

Propuesta de reforzamiento integral de un Edificio Comercial de 2 pisos con
ampliación a 5 pisos en la ciudad de Lima- San Martin de Porres: comparando
un recalce convencional de un no convencional

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR(ES)

Ascurra Cano, Pamela (0000-0001-8607-5641)

Muriel Ortiz, Ángel Juvenal (0000-0003-0054-4430)

ASESOR

Moreno Sánchez, Javier Daniel (0000-0003-2132-8171)

Lima, 31 de marzo de 2019

DEDICATORIA

A nuestros padres, por motivarnos constantemente a alcanzar nuestras metas, a forjarnos como personas y profesionales responsables comprometidos con la profesión al servicio del país.

Gracias por todo el apoyo y el amor incondicional en este proyecto.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a esta casa de estudios que nos ha ofrecido una buena educación profesional y así lograr las mejores oportunidades laborales; además por exigirnos día a día a través de su plana docente a superarnos arduamente en nuestras competencias.

RESUMEN

El presente caso de estudio tiene como beneficiario principal a la socios del centro comercial “Los Nísperos”- San Martín de Porres –Lima –Perú. Este proyecto presenta la necesidad de un reforzamiento estructural integral, debido a las alteraciones de la estructura que conlleva el incremento de plantas típicas. Frente a este nuevo escenario es necesario el reforzamiento de la edificación. Pues, las cimentaciones superficiales, conformadas en esta obra por zapatas aisladas y corridas, necesitan de reforzamiento para soportar los nuevos requerimientos y responder eficientemente a las cargas amplificadas. Por lo que se proponen alternativas de reforzamiento de cimentaciones superficiales: convencionales y no convencionales. Para ello, planteamos el reforzamiento estructural de un edificio de concreto armado destinado a centro comercial, formulando dos tipos de reforzamiento en la cimentación para un análisis comparativo de la capacidad estructural, tiempo de ejecución, costo del reforzamiento, la complejidad constructiva y calificación de mano de obra.

Por un lado, consideramos a los micropilotes como una de las propuestas de reforzamientos de cimentaciones superficiales, son elementos estructurales que transfieren las acciones al terreno y pueden tener elementos importantes para transferir directa o indirectamente las cargas y limitar las deformaciones. Este sistema se puede aplicar como: micropilotes aislados, grupos de micropilotes, reticulados de micropilotes y pantallas de micropilotes. Por otro lado, el reforzamiento mediante ensanchamiento de zapatas, consiste en ensanchar o ampliar la zapata para aumentar la superficie de contacto con el terreno. Se considera también aumentar el canto por encima de la zapata, en relación con su altura.

Palabras clave: Micropilotes; cimentaciones superficiales; reforzamiento estructural integral, ensanchamiento de zapatas.

Proposal for integral reinforcement of a 2-story Commercial Building with 5-story extension in the city of Lima- San Martin de Porres: comparing a conventional overhaul of an unconventional

ABSTRACT

The main beneficiary of this case study is the partners of the shopping center "Los Nísperos" - San Martin de Porres - Lima - Peru. This project presents the need for an integral structural reinforcement, due to the alterations of the structure that entails the increase of typical plants. Faced with this new scenario arises the need for the strengthening of the building. On the one hand, the superficial foundations, shaped in this work by insulated and running shoes, need reinforcement to support the new requirements and efficiently respond to the amplified loads. Therefore, alternatives for reinforcement of superficial foundations are proposed: conventional and non-conventional. To do this, it is proposed to develop a proposal for structural reinforcement of a reinforced concrete building for commercial center, formulating two types of reinforcement in the foundation for a comparative analysis of structural capacity, execution time, cost of reinforcement, construction complexity and qualification of manpower.

We consider micropiles as one of the proposals for reinforcement of surface foundations, they are structural elements that transfer the actions to the ground and can have bearing elements to directly or indirectly transfer loads and limit deformations. This system can be applied as: isolated micropiles, micropile groups, micropile lattices and micropile screens. On the other hand, the reinforcement by widening of shoes, consists of widening or extending the shoe to increase the contact surface with the ground. If possible the edge is also increased above the shoe, since it is not recommended that the new shoe has a song too small in relation to its height.

Key words: Micropiles; surface foundations; integral structural reinforcement, widening shoes.

TABLA DE CONTENIDOS

1	GENERALIDADES	1
1.1	INTRODUCCIÓN	1
1.2	ANTECEDENTES	2
1.3	PROBLEMÁTICA	5
1.4	HIPÓTESIS	7
1.5	OBJETIVOS	7
1.5.1	Objetivo General	7
1.5.2	Objetivos Específicos	8
1.6	JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	8
1.7	METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN	10
1.7.1	Recopilación de fuentes de investigación	10
1.7.2	Método de Investigación: Caso de estudio	11
1.7.3	Análisis comparativo	12
1.8	PROPUESTA DE CONTENIDO	12
1.8.1	Ensanche de zapatas en su plano (método convencional)	12
1.8.2	Reforzamiento con micropilotes (método no convencional).	12
2	FUNDAMENTO TEÓRICO	13
2.1	DEFINICIONES	13
2.1.1	Proyecto estructural	13
2.1.1.1	Ubicación	13
2.1.1.2	Generalidades	13
2.1.1.3	Estructuración	14
2.1.1.4	Estudio de Suelos	14
2.1.2	Reforzamientos de cimentaciones	15
2.1.3	Cimentaciones superficiales	15
2.1.4	Auscultación de cimentaciones superficiales	19
2.2	DESCRIPCIONES DE REFORZAMIENTOS	20
2.2.1	Características	20
2.2.2	Tipos de reforzamiento de cimentaciones superficiales	21
2.2.2.1	Ensanche por construcción de anillo perimetral	22

2.2.2.2	Ensanche por construcción de anillo prismático atirantado -----	23
2.2.2.3	Ensanche por construcción de unión dentada-----	23
2.2.2.4	Ensanche por construcción de Anillo piramidal-----	23
2.3	DOS REFORZAMIENTOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES -----	26
3	ESTADO DEL ARTE -----	27
3.1	ESTADO DEL ARTE DE LAS PATOLOGÍAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES VISIBLES Y NO VISIBLES. -----	27
3.2	ESTADO DEL ARTE DE REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS -----	33
3.3	ESTADO DEL ARTE DE REFORZAMIENTO DE CIMENTACIONES -----	40
3.3.1	Estado del Arte de Reforzamiento con Micropilotes -----	40
3.3.1.1	Parámetros de Diseño de Reforzamiento de cimentaciones con Micropilotes -----	43
3.3.2	Estado del Arte de Reforzamiento con Ensanchamiento de Zapatas. -----	48
3.3.2.1	Parámetros de Diseño de Reforzamiento con Ensanchamiento de Zapatas.	
	52	
4	MODELACIÓN, ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PROYECTADA-----	67
4.1	GENERALIDADES: -----	67
4.2	MODELACIÓN DE LA EDIFICACIÓN PROYECTADA: -----	70
4.3	ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA PROYECTADA: -----	74
4.4	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LABORATORIO -----	100
4.5	CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA -----	101
4.5.1	Parámetros e Hipótesis de Cálculo -----	101
4.5.1.1	Se trata de una cimentación sobre gravas pobremente gradadas en estado medianamente denso y húmedo. -----	101
4.5.1.2	El contenido de humedad de los materiales nos permite realizar las excavaciones, a tajo abierto.-----	101
4.5.1.3	El nivel freático no fue hallado, hasta la profundidad explorada. -----	101
4.5.1.4	La capacidad de carga, se ha determinado en base a la fórmula del Dr.Karl Terzaghi y Peck (1967) con los parámetros de Vesic (1971) que es: ----	101
4.6	VALOR DE LA CAPACIDAD DE CARGA-----	105
4.7	DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA EL CASO DE ESTUDIO DE MICROPILOTE--	106

4.7.1	Diseño de Bielas y Tirantes -----	106
4.7.2	Diseño de Micropilote Perforación D=200mm y Armadura D=25mm -----	110
4.8	DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA EL CASO DE ESTUDIO ENSANCHE DE ZAPATA:	
	113	
4.8.1	Datos generales-----	113
4.8.2	Dimensiones de la zapata para el análisis -----	113
4.8.3	Longitud de anclaje en compresión de la varilla -----	115
4.8.4	Capacidad portante neta del terreno-----	115
4.8.5	Predimensionamiento de la zapata -----	116
4.8.6	Verificamos el cortante en la Zapata -----	117
4.8.7	Verificamos el punzonamiento de la Zapata -----	118
4.8.8	Diseño del refuerzo longitudinal por flexión en la dirección larga -----	120
4.8.9	Diseño del refuerzo longitudinal por flexión en la dirección corta -----	121
4.8.10	Verificación de la conexión columna-zapata y desarrollo del refuerzo ---	122
4.8.11	Distribución final de acero en la zapata -----	123
4.9	EL PROBLEMA DE LA RASANTE, LONGITUD DE DESARROLLO Y EMPALME DE	
	REFUERZO -----	124
4.9.1	Método de diseño por cortante por fricción-----	124
4.9.2	Longitud de desarrollo- generalidades -----	125
4.10	ANÁLISIS COMPARATIVO: -----	128
4.10.1	Costos de reforzamiento: -----	128
4.10.2	Tiempo de ejecución:-----	128
4.10.3	Eficiencia Estructural:-----	129
4.10.4	Complejidad constructiva:-----	132
4.10.5	Mano de obra calificada:-----	139
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES -----	143
5.1	CONCLUSIONES: -----	143
5.2	RECOMENDACIONES -----	145
6	REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA: -----	147
7.	ANEXOS -----	149

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Factores de zona "Z"	75
Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo.....	76
Tabla 3: Factor de Suelo "S" Fuente NTP E.030.....	76
Tabla 4: Periodos T_p y T_I Fuente NTP E.030.....	77
Tabla 5: Categoría de las edificaciones y factor "U" Fuente: NTP E0.30.....	78
Tabla 6 Categoría y sistemas estructurales de las edificaciones -----	79
Tabla 7 Sistemas Estructurales-----	80
Tabla 8 Irregularidades Estructurales en Altura -----	81
Tabla 9 Irregularidades estructurales en Planta-----	82
Tabla 10 Categoría y regularidad de las edificaciones-----	83
Tabla 11 Denominación de arenas según compacidad -----	103
Tabla 12 Ángulo de Fricción Máximo de suelos -----	103
Tabla 13: Correlación entre la penetración estándar y el ángulo de fricción interna.....	104
Tabla 14: Geometría de la Cimentación.....	107
Tabla 15: Complejidad Constructiva	133
Tabla 16: Cantidad de Trabajadores por empresas	140
Tabla 17: Servicios brindados por las empresas	141
Tabla 18: Calidad de Trabajadores por empresas	142
Tabla 19: Cuadro de Resumen de Resultados de Sistemas de Reforzamiento	144

ÍNDICE DE FIGURAS

Foto 1 Lima: Metrópoli de América del Sur.....	03
Foto 2: Lima tras el terremoto de 1940.....	03
Mapa 1: Zona de Silencio Sísmico.....	04
Foto 3 : Centro Comercial Seúl-Corea.....	05
Mapa 2: Ubicación del Centro Comercial ‘Los Nisperos’	13
Imagen 1: Zapata aislada	16
Imagen 2: Cimentaciones con losa	16
Imagen 3: Planta de Cimentación.....	17
Imagen 4: Parámetros de Diseño de una Zapata Aislada.....	18
Imagen 5: Parámetros de Diseño de una Zapata Combinada.....	18
Foto 4: Vista de Auscultación AU-01.....	20
Foto 5: Vista de Auscultación AU-01.....	20
Foto 6: Vista de Auscultación AU-02.....	20
Imagen 6: Ensanche de zapata por construcción de anillo perimetral.....	22
Imagen 7: Ensanche de zapata por construcción de anillo prismático.....	23
Imagen 8: Ensanche de zapata por construcción de unión dentada.....	23
Imagen 9: Ensanche de zapata por construcción de anillo piramidal.....	23
Imagen 10: Funcionamiento del micropilote.....	25
Imagen 11: Alternativas de Recalce con .Micropilotes.....	25
Imagen 12: Clasificación general de patologías en las edificaciones.....	29
Imagen 13: Puente de fisuras en vigas.....	30
Imagen 14: Fisuras inclinadas en los extremos de la viga.....	31

Imagen 15: Fisuras inclinadas en los extremos de la viga por torsión.....	31
Imagen 16: Fisuras de compresión localizada	31
Imagen 17: Fisuras de flexión en losas-columnas.....	32
Imagen 18: Fisuras de flexión en losas.....	32
Imagen 19: Fisuras de momentos torsionales.....	32
Imagen 20: Fisuras de punzonamiento en losas.....	33
Imagen 21: Pórtico con arriostre diagonal concéntrico.....	34
Imagen 22: Pórtico con arriostre en V invertido concéntrico.....	34
Imagen 23: Pórtico con arriostre en X concéntrico.....	34
Imagen 24: Pórtico con arriostre C invertido ante fuerza sísmica.....	36
Imagen 25: Comparación curva Histéresis Fuerza vs Desplazamiento.....	38
Imagen 26: Detalles de muro de Concreto.....	39
Imagen 27: Conexión de un muro de Concreto.....	40
Imagen 28: Muro de Relleno.....	40
Imagen 29: Ejemplo de cimentación de nueva planta con micropilote.....	41
Imagen 30: Ejemplo de recalce de cimentación.....	41
Imagen 32: Marco Perimetral sobre Micropilote – Sección.....	42
Imagen 33: Marco Perimetral sobre Micropilote – Planta.....	42
Imagen 34: Gráfico de Rozamiento unitario por Fuste.....	44
Imagen 35: Ménsula del marco sobre Micropilotes.....	46
Imagen 36: Reforzamiento de zapatas Aisladas.....	49
Imagen 37: Reforzamiento de zapatas mediante ensanchamiento.....	50
Imagen 38: Recalce de zapatas. El problema de la Rasante.....	50
Imagen 39: Zapatas Aisladas sobre carga ‘N’.....	51

Imagen 40: Zapatas aisladas en momento ‘M’.....	51
Imagen 41: Vista en Planta de Zapatas Aisladas.....	52
Imagen 42: Vista en Perfil de Zapatas Aisladas.....	52
Imagen 43: Gráfica por Pre dimensionamiento de Zapatas Aisladas.....	54
Imagen 44: Falla por adherencia.....	56
Imagen 45: Elementos que componen el el Peralte de uan zapata por Longitud.....	56
Imagen 46: Falla por Punzonamiento.....	57
Imagen 47: Sección Crítica de Punzonamiento Vista en Planta.....	57
Imagen 48: Sección Crítica de Punzonamiento Vista en Elevación.....	58
Imagen 49: Sección Crítica de Punzonamiento y Bloque Equivalente.....	58
Foto 7: Falla por Cortante.....	59
Imagen 50: Elementos por el cálculo de la resistencia al cortante por flexión.....	60
Imagen 51: Vista en Planta (Zapata Aislada).....	61
Imagen 52: Vista en Elevación (zapata Aislada).....	62
Imagen 53: Colocación de Espigas o Bastiones.....	62
Foto 8: Falla por Flexión de Zapata.....	64
Imagen 54: Momento último de Diseño idealizado la Zapata como elemento.....	64
Imagen 55: Esquema de Zapata para determinar la separación de varillas.....	66
Imagen 56: Detalle en Planta de los aceros en Zapata una vez calculada.....	66
Imagen 57: Arquitectur Existente Planta Típica Centro Comercial ‘Los Nisperos’	69
Imagen 58: Vista en Planta de las Cimentaciones del Centro Comercial ‘Los Nisperos’	69
Imagen 59: Vista en Planta de Aligerado 1° Piso del Centro Comercial ‘Los Nisperos’	70
Imagen 60: Vista en Planta de Modelación de Superestructura Existente de 2 Niveles.....	71
Imagen 61: Vista en 3D Modelación de Superestructura Proyectada 2-5 Niveles.....	71

Imagen 62: Vista en Planta de Modelación de Superestructura 2 Niveles.....	72
Imagen 63: Vista en 3D Modelación de Superestructura Proyectada de 2-5 Niveles.....	72
Imagen 64: Vista en Planta de la Modelación Superestructura con Reforzamiento.....	73
Imagen 65: Vista en 3D Modelación de la Superestructura con Reforzamiento.....	73
Imagen 66: Marco sobre Micropilotes.....	107
Imagen 67: Datos para el dimensionamiento a la Zapata más Crítica.....	113
Imagen 68: Vista en Planta de la Zapata.....	114
Imagen 69: Vista en elevación de la Zapata (Dirección X más larga).....	114
Imagen 70: Vista en elevación de la Zapara (Dirección Y más corta).....	114
Imagen 71: Cálculo de la longitud de anclaje den compresión de la varilla.....	115
Imagen 72: Diagrama de presomes de la Zapata.....	116
Imagen 73: Diagrama de Cortante de la Zapata.....	117
Imagen 74: Diagrama de Cortante de la Zapata.....	118
Imagen 75: Vista planta de la Zapata en la columna excéntrica.....	119
Imagen 76: Diagrama de presiones de la Zapata. Ubicación esfuerzos de punzamiento.....	119
Imagen 77: Vista en elevación de la Zapata – Dirección más larga.....	123
Imagen 78: Vista en Planta de la Zapata.....	123

1 GENERALIDADES

1.1 Introducción

La inversión en las obras de concreto armado en Perú ha ido en aumento. Esto se evidencia no solo en la generación de nuevas obras sino también en el reforzamiento de aquellas que fueron construidas con normas anteriores a las vigentes o de aquellas que proyectan una ampliación. La presente tesis propone un estudio de los reforzamientos en obras de concreto armado. Existen reforzamientos visibles, que comprenden desde el nivel cero hasta el último nivel construido, y reforzamientos no visibles que comprenden el reforzamiento o recalce de cimentaciones. Tanto para el caso de los reforzamientos visibles como no visibles existen propuestas convencionales y no convencionales. Las técnicas convencionales estipuladas por la norma se basan en la combinación de resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de la estructura, tomando como condición su ductilidad. Por su lado, las técnicas no convencionales se basan en la utilización de sistemas adicionales a los componentes estructurales, los cuales modifican las características dinámicas de la estructura, reduciendo así su demanda sísmica y controlando su deformación y por consecuencia su daño¹. El marco teórico de este proyecto se enfoca en el reforzamiento de cimentaciones superficiales de concreto armado. Para el cual se describirán y analizarán dos tipos de reforzamientos: convencional vs no convencional.

Existen distintos motivos para efectuar un reforzamiento de las cimentaciones superficiales. Una de las razones más frecuentes son los reforzamientos a estructuras antiguas, construidas con normas anteriores a la Norma Técnica Peruana de Diseño Sismorresistente NTP E. 030 vigente. Con similar frecuencia se encuentran los reforzamientos a estructuras que cambian de uso o que buscan una ampliación estructural. Del mismo modo, se procede por el reforzamiento de cimentaciones debido al daño ejercido por la acción de un sismo. Así mismo, se encuentran los reforzamientos para fallos debido a un diseño estructural o un insuficiente estudio geotécnico.

El presente estudio presentará dos tipos de reforzamientos de cimentaciones superficiales, uno convencional y uno no convencional, para un caso de ampliación estructural o cambio de uso, para cual se hará un análisis comparativo en costo y tiempo de ejecución de cada tipo

¹ Cfr. Oviedo & Duque (2006)

de reforzamiento, así como su eficiencia estructural, complejidad constructiva y mano de obra calificada para realizar cada tipo de reforzamiento.

1.2 Antecedentes

El aumento acelerado de la población a nivel mundial se ha convertido en una de las razones más importantes del crecimiento de las ciudades y su tendencia para hacerlo de forma vertical. Sin embargo, en el caso del Perú no solo ha habido un crecimiento demográfico si no también un desplazamiento demográfico hacia las ciudades grandes como Lima. Lo cual ha generado un incremento de demanda de infraestructuras amplias y variadas que incluyen vivienda, producción y servicios². Muchas estructuras urbanas han quedado anticuadas ante los cambios de sus funciones ya que no responden a las nuevas exigencias sociales³. Debido a estos cambios surge la necesidad de reutilizar edificios, basada en el hecho de que los factores relacionados con la edificación, los materiales, la ubicación y el espacio aún tienen mucho que aportar con una adaptación a los nuevos requerimientos, de modo así que tanto el inmueble como la zona donde este se ubica recuperen un estatus productivo. Sin embargo, el nuevo diseño de la edificación debe responder a los diferentes parámetros para que la estructura sea funcional, armoniosa y segura. Para la amplificación o cambio de uso de una edificación se toma en cuenta cómo las modificaciones arquitectónicas afectan a la estructura en los siguientes aspectos: variación de las cargas muertas; cambio en la distribución de cargas vivas; efectos de las cargas dinámicas como el sismo. Por lo cual, la revisión estructural debe estar contemplada por las normativas vigentes, las cuales al ser más exigentes demandan que se utilicen soluciones adicionales con el fin de reforzar la edificación para así garantizar la nueva vida del edificio⁴. Para entender estas exigencias o normativas es necesario saber que el hombre se ha enfrentado a otros problemas además de los sociales: los naturales, por los cuales se ha visto en la necesidad de construir obras resistentes y duraderas⁵.

El Perú se caracteriza por ser uno de los países sísmicamente más activos del mundo. Esto se debe a que pertenece al Círculo de Fuego del Pacífico y su actividad sísmica más influyente está asociada al proceso de subducción de la placa oceánica bajo la placa

² Cfr. Escamilla Hernández & Ramírez Alba (2011)

³ Cfr. I.E.S. Élaios- Gobierno de Aragón (2013)

⁴ Cfr. Escamilla Hernández & Ramírez Alba (2011)

⁵ Cfr. Pérez Alfonso & de la Rosa González (2011)

continental. Así mismo, presenta en menor magnitud y frecuencia, un segundo tipo de actividad sísmica que está producida por las deformaciones corticales presentes a lo largo de la cordillera que atraviesa a nuestro país “Cordillera de Los Andes”.

Foto 1 Lima Metrópoli de América del Sur antes de su completa destrucción por el Terremoto de 1687

Foto 2 Lima tras el terremoto de 1940

La Información que se pudo rescatar sobre la sismicidad en el Perú data aproximadamente desde la conquista española y el primer terremoto trascendente en la historia de Lima, el terremoto de 1687 el cual destruyó toda la magnificencia arquitectónica de la metrópoli de América del Sur como se aprecia en la Foto (1), la cual fue reconstruida y nuevamente destruida por el gran sismo de 1746 que vino acompañado por un tsunami⁶. El último terremoto que tuvo como epicentro a la ciudad de Lima fue el en año de 1940, el cual trajo como resultado 179 muertes y más de 3500 personas resultaron heridas, ocasionando además cuantiosos daños materiales⁷. Los daños del terremoto se muestran en la Foto (2). Lima se encuentra en una etapa de silencio sísmico ya que solo ha registrado sismos de menores magnitudes, por lo cual se espera un próximo terremoto en la capital, como señala el director de Sismología del Instituto Geofísico del Perú:

"En la región centro y en el sur del Perú existen silencios o lagunas sísmicas que hemos venido analizando y que son indicadores de futuros sismos de magnitud importante" (Hernando Tavera, director de Sismología del IGP).

⁶ Cfr. Tavera & Bufo (1998)

⁷ Cfr. Morales-Soto & Zavala (2008)

Mapa 1 Zonas de silencio sísmico Fuente IGP

Con un crecimiento urbanístico invasivo y un inminente peligro de una amenaza natural las edificaciones limeñas representaban y siguen representando un constante riesgo para los ciudadanos. El desarrollo de estos fenómenos dio lugar a la implementación de una norma de diseño sismo- resistente que tuvo su primer ejemplar en el año 1967 con parámetros poco exigentes. Esta norma ha ido evolucionando con el pasar de los años, esto se debe a los nuevos registros a nivel nacional y como estos afectan a los requerimientos de las nuevas estructuras. La evolución de esta norma trajo consigo el tema “reforzamiento estructural” en las antiguas edificaciones que no cumplían con los nuevos requerimientos que exponía la norma o en aquellos que cambiaban de usos y tenían que ser rediseñados bajo las nuevas normativas. Sin embargo, desde la creación y evolución de las normas de construcción no se han reforzado las edificaciones de Lima en su totalidad.

Otros continentes ya sufrieron las consecuencias por el mal o escaso uso de normas que contemplan el reforzamiento de cimentaciones superficiales. Uno de los casos más

llamativos de colapso arquitectónico aconteció en Seúl-Corea del Sur en el año 1995. Se trata del centro comercial Sampoong, el cual originalmente contaba con un diseño para oficinas de 4 pisos. Sin embargo, la atractiva ubicación de la estructura hizo que el dueño decida transformar el edificio de oficinas a un centro comercial añadiendo al diseño un nivel más. No obstante, el cambio de uso y la ampliación de la edificación no fueron debidamente ejecutados ya que no se realizó el reforzamiento debido para que el diseño preliminar soporte las nuevas cargas. En las siguientes fotos podremos apreciar el antes y después del colapso del Centro Comercial Sampoong.

Foto 3 Centro Comercial Sampoong Corea de Sur Fuente Google

1.3 Problemática

La Costa es la región más densamente poblada del Perú, esto se debe a que cuenta con un 11.7% del territorio nacional y contiene al 56.3% de la población⁸. Este porcentaje de

⁸ Cfr. INEI 2015

población en la costa se encuentra centralizada en Lima. El aumento acelerado de la población en la capital se refleja en el sector constructivo como una tendencia al crecimiento vertical. Lo cual implica no solo la creación de obras nuevas sino también la ampliación de obras existentes o incremento de plantas en una estructura. Las cuales en su mayoría son construcciones orientadas al sector inmobiliario y consecuentemente al sector comercial, a razón del crecimiento poblacional de los sectores de poblacionales A, B y C los cuales impulsan la expansión del rubro “retail” en el país. El presente proyecto de tesis se enfocará en el análisis de una estructura de uso comercial tras las implicaciones estructurales que demanda su ampliación vertical o incremento de plantas para un mayor alcance de sus servicios.

Para realizar un adecuado proyecto de ampliaciones, es necesario contar con un estudio técnico combinando las respuestas de las columnas y de las cimentaciones. Esto se debe a que la nueva estructura presentará solicitudes más exigentes que la estructura base. Ante esta necesidad, la ingeniería ha desarrollado técnicas, metodologías y sistemas de reforzamiento que satisfagan las necesidades de la nueva estructura.

Existen distintas tipologías de reforzamientos, orientadas a diferentes áreas de la estructura pero a su vez complementarias. En este caso la investigación estudiará los reforzamientos orientados a las cimentaciones superficiales. Los recalces de cimentaciones superficiales se enfrentan a la problemática empírica de ser bastante caros y necesitar una cuidadosa evaluación⁹. Los distintos tipos de reforzamientos no han sido debidamente estudiados de acuerdo a la realidad peruana-limeña ni bajo las condiciones de la nueva norma de Diseño Sismorresistente. Existe un vacío en el conocimiento de que tipo de reforzamiento se adecua tanto económica como estructuralmente a una obra ubicada en zona sísmica alta (4)¹⁰ de mediana-grande extensión y con un suelo promedio.

El caso de estudio se encuentra ubicado en el departamento de Lima, distrito de San Martín de Porres a la altura del Puente Camote, en la intersección entre la Av. Carlos Izaguirre y Av. Santa Rosa. Mz A Lote 16 y 17. En dicho lugar podemos apreciar la construcción del centro comercial “Los Nísperos” de aproximadamente 800 m² de área techada de 1 sótano y un nivel. La edificación fue diseñada en un principio para albergar 1 sótano y 2 niveles, posteriormente la asociación, al ver el crecimiento demográfico en la zona y el flujo

⁹ Cfr. CORPORATIVE EXTENSION SERVICE OF UNIVERSITY OF ALASKA FAIRBANKS

¹⁰ Cfr. Ministerio de Vivienda Saneamiento y Construcción

comercial que genera su buena ubicación decidió incrementar el número de niveles a 5 para así albergar más stands de ventas. El incremento de niveles a una estructura que no estuvo diseñada para soportar tales solicitaciones de carga conlleva a la necesidad de un análisis estructural antisísmico con planteamientos de reforzamientos a los elementos estructurales existentes. De acuerdo a lo mencionado, el presente estudio resuelve el planteamiento de los nuevos elementos a implementar en la superestructura o las secciones necesarias que tendrían que tener los elementos existentes de la superestructura para que puedan cumplir con las normativas de diseño vigentes E.020 Cargas, E.030 Diseño Sismo Resistente y E.060 Concreto Armado. Estas modificaciones realizadas a la superestructura traen como consecuencia un aumento de cargas a ser transferidas a la subestructura, lo cual desencadena la necesidad de realizar el debido reforzamiento a las cimentaciones, en este caso superficiales. No obstante, al existir un vacío en las alternativas de reforzamiento de cimentaciones superficiales, el presente estudio se enfoca en dar a conocer dos tipos de recalce, uno convencional y otro no convencional, por lo que añade a la propuesta de diseño un análisis comparativo en costo y tiempo de ejecución de cada tipo de reforzamiento así como su eficiencia estructural, complejidad constructiva y mano de obra calificada para realizar cada tipo de reforzamiento.

1.4 Hipótesis

La hipótesis del tema de investigación recae en la pregunta si entre las dos propuestas de diseño de reforzamiento existirá una que se adecue en costo y tiempo de ejecución, eficiencia estructural y complejidad constructiva.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo General

Diseñar dos tipos de reforzamiento de cimentaciones superficiales y realizar un análisis comparativo del costo y tiempo de ejecución, capacidad estructural, complejidad constructiva y la calificación de mano de obra necesaria para la ejecución de ambos tipos de reforzamientos. El primer planteamiento es un reforzamiento convencional, el cual consiste en realizar un ensanchamiento a la zapata aislada existente y el segundo es un reforzamiento no convencional el cual consiste en la inyección de micropilotes a la zapata aislada existente.

1.5.2 Objetivos Específicos

- Modelar y analizar la estructura existente con la ayuda de la herramienta tecnológica ETABS.
- Modelar y analizar la estructura proyectada (Sin reforzamiento) con la ayuda de la herramienta tecnológica ETABS y el Reglamento Nacional de Edificaciones - Titulo III.2 Estructuras – E.020 Cargas, E.030 Diseño Sismo Resistente.
- Modelar y analizar la estructura proyectada (Con reforzamiento) con la ayuda de la herramienta tecnológica ETABS y el reglamento Nacional de Edificaciones - Titulo III.2 Estructuras – E.020 Cargas, E.030 Diseño Sismo Resistente.
- Diseñar los elementos estructurales de la superestructura Mediante el Reglamento Nacional de Edificaciones – E.060 Concreto Armado.
- Modelar y analizar las cimentaciones superficiales existentes con la ayuda de la herramienta tecnológica SAFE.
- Diseñar los elementos estructurales de la subestructura (Cimentaciones superficiales) Mediante el Reglamento Nacional de Edificaciones –Titulo III.2 Suelos y Cimentaciones E.050 y E.060 Concreto Armado.
- Cuantificar la cantidad de materiales, equipos e insumos utilizados en el reforzamiento de cimentaciones superficiales con la Norma Técnica “Metrados para obras de edificación y habilitaciones urbanas”.
- Generar el análisis de precios unitarios y presupuestos de las propuestas de reforzamiento de cimentaciones superficiales con la ayuda de la herramienta de costos y presupuestos S10.
- Generar el cronograma de ejecución de las propuestas de reforzamiento de cimentaciones superficiales con la ayuda de la herramienta de planificación de tiempo M.S. Project.
- Elaborar un análisis comparativo del costo y tiempo de ejecución, capacidad estructural, complejidad constructiva y de mano obra calificada de las propuestas de reforzamiento de cimentaciones superficiales.

1.6 Justificación de la investigación

La ingeniería civil es una disciplina empleada para planear, proyectar, construir y mantener obras funcionales durante toda su vida útil. No obstante, existen factores que puedan afectar la vida útil de una infraestructura o una edificación. Uno de los factores más importantes y

que significa un reto a la ingeniería es el factor natural, el que se manifiesta mediante desastres naturales como terremotos, tsunamis, avalanchas, etc. Otro factor importante es el factor antrópico, que sucede cuando el hombre realiza el uso inadecuado de una obra de ingeniería ya sea por la modificación del uso designado en el diseño o en el caso de edificaciones, del crecimiento vertical sin control ni respeto a los parámetros de diseño. Como medida de mitigación frente a estos factores que perjudican la vida útil de una obra de ingeniería se genera la necesidad de proponer reforzamientos a las estructuras antes de que estas sufran un daño irreversible.

El presente estudio se centra en el caso de edificaciones que fueron diseñadas para una determinada cantidad de niveles y que tras el crecimiento demográfico y como consecuencia de ello, el crecimiento del sector “retail”, tienen la necesidad de aumentar los niveles de la estructura para responder a la demanda comercial.

En nuestro país, de acuerdo a lo expuesto por el Ministro de la Producción, Raúl Pérez-Reyes, las ventas de sector retail superaron los S/ 3200 millones en mayo del 2018 lo que significó un avance de 9.7% frente a similar mes del año 2017. Así mismo, sostuvo que las cifras del quinto mes del año 2018 fueron empujadas al alza por la masiva apertura de locales, los cuales crecieron un 27.6% pasando de 3,547 tiendas a 4,525 en el lapso de un año.

En esta investigación se ha tomado como caso el Centro Comercial “Los Nísperos” ubicado en el Distrito de San Martín de Porres, construido en el año 2015 a base de un sistema estructural dual con proyección a dos niveles. No obstante, su capacidad limitada no responde al crecimiento demográfico y retail señalados anteriormente.

En tal sentido, los socios del Centro Comercial “Los Nísperos” buscan cubrir dicha necesidad por lo que aperturarán nuevas galerías en el centro comercial y como consecuencia aumentaran los niveles de dos a cinco de esta estructura.

Este crecimiento vertical, involucra realizar un análisis a las cimentaciones existentes, - cimentaciones superficiales conformadas por zapatas aisladas y cimientos corridos-, que al soportar mayores solicitaciones de cargas de las que fueron diseñadas necesitarán ser reforzadas. Frente a esta necesidad, la presente tesis propone dos alternativas de reforzamiento de cimentaciones superficiales: convencionales y no convencionales; para las que se necesitarán tener presente las siguientes fases:

- Refuerzo y apoyo provisional de la estructura, si se precisa.
- Transferencia de cargas de la cimentación primitiva al apoyo provisional
- Análisis de la estabilidad del terreno ante la excavación
- Construcción de la nueva cimentación y transferencia de las cargas a la nueva cimentación.

A pesar de no ser el tema principal de la presente investigación, el reforzamiento de la estructura superior, es importante realizar un análisis, conforme a los nuevos parámetros de diseño, de los elementos estructurales que la engloban debido a que estos transmitirán las nuevas solicitaciones de cargas a las cimentaciones superficiales existentes.

Conforme a lo expuesto y en mérito a que lo socios del Centro Comercial “Los Nísperos” puedan optar por la propuesta de reforzamiento más adecuada, se presentará un análisis comparativo de costo y plazo de ejecución, capacidad estructural, complejidad constructiva y calificación de mano de obra necesaria para la ejecución de los reforzamientos de cimentaciones superficiales planteados: ensanche de zapata e inyección de micropilotes,

Para el análisis se tendrán como criterio las normativas de construcción peruana y las herramientas de modelación de estructuras señaladas a continuación:

- Reglamento Nacional de Edificaciones – Título III.2 Estructuras – E.020 Cargas, E.030 Diseño Sismo Resistente, E.050 Suelos y Cimentaciones E.060 Concreto Armado para cumplir con todo lo establecido anteriormente.
- SAFE, ETABS, AUTOCAD, REVIT, MS PROJECT.

1.7 Metodología de investigación

La presente tesis se desarrollará en base a las siguientes etapas:

1.7.1 Recopilación de fuentes de investigación

- Se recopilarán los estudios geotécnicos de la zona de ubicación del centro comercial.
- Se recopilarán los planos arquitectónicos y estructurales del Centro Comercial los Nísperos -San Martín de Porres.
- Se recopilarán tipos de reforzamientos y procedimientos de construcción de los mismos utilizado en otros países a nivel mundial, en los cuales el reforzamiento o recalce de cimentaciones ha tenido resultados eficientes.

- Se trabajará bajo los parámetros establecidos por las normas: Norma Técnica Peruana de Concreto Armado E.060, Norma Técnica de Cargas E.020, Norma Técnica Peruana de Diseño Sismorresistente E.030 vigentes.

1.7.2 Método de Investigación: Caso de estudio

Análisis de cargas por gravedad en la estructura a ampliar:

Por medio de este análisis se podrá percibir cuales son los elementos estructurales que soportarán las cargas transmitidas por las vigas, losas, columnas, placas, el peso propio y la sobrecarga.

Diseño estructural de la ampliación:

El diseño estructural de la ampliación se basa en la reproducción del piso uno, típico, considerando los cumplimientos de la Norma Peruana de Concreto Armado E.60. Por lo cual, para cumplir con la normativa, es necesario rediseñar y reforzar los elementos estructurales que soportarán las cargas de la estructura analizadas en el ítem anterior.

Análisis de cargas por gravedad

Por medio de este análisis, en el cual se considera el metrado de la estructura por niveles y global, se calculará las nuevas presiones transmitidas de la edificación a la cimentación para saber las dimensiones y características que esta debe cumplir.

Diseño de las cimentaciones superficiales

Diseñar dos tipos de reforzamiento de cimentaciones superficiales acorde a las nuevas solicitudes. Revisando las verificaciones por esfuerzos cortantes, por funcionamiento, desplazamientos y volteo.

Análisis sísmico estático y dinámico

El presente análisis permite asegurar un comportamiento satisfactorio de una estructura ante la posibilidad de la ocurrencia de un sismo. El análisis sísmico de la estructura se desarrollará con la ayuda de la herramienta de modelación ETABS NonLinear versión 15.2. Para los requerimientos se trabajará con la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030. 2016 y Norma Peruana de Suelos y Cimentaciones E050.

1.7.3 Análisis comparativo

Estructural: A partir de la modelación se analizará si los resultados obtenidos cumplen con holgura los parámetros establecidos por la Norma Peruana de Concreto Armado

Tiempo y Costo de ejecución: A partir del diseño se realizará un cronograma de ejecución de la obra de reforzamiento y un análisis de precios unitarios para la estructura con cada caso de cimentaciones propuestas.

1.8 Propuesta de contenido

En el presente informe presentaremos los distintos tipos de reforzamientos de cimentaciones superficiales, caso de estudio: zapatas aisladas. Se revisará cuáles de las alternativas presentadas a continuación son las que más se adecuan a las necesidades del proyecto en estudio. Bajo esta premisa se plantearán reforzamientos con dos de las propuestas presentadas y se presentará un análisis comparativo. Entre los distintos tipos de reforzamiento a evaluar se distinguen los siguientes:

1.8.1 Ensanche de zapatas en su plano (método convencional)

1. Ensanche por construcción de anillo perimetral
2. Ensanche por construcción de anillo prismático atirantado
3. Ensanche por construcción de unión dentada
4. Ensanche por construcción de Anillo piramidal

1.8.2 Reforzamiento con micropilotes (método no convencional).

2 FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 Definiciones

2.1.1 Proyecto estructural

2.1.1.1 Ubicación

El proyecto: Centro Comercial Los Nísperos está ubicado en la Mz A. Lote 16-17 de Asoc. De Vivienda Los Nísperos (primera etapa) en el distrito de San Martín de Porres provincia de Lima.

Mapa 2 Ubicación del Centro Comercial Los Nísperos. Fuente Google Earth

2.1.1.2 Generalidades

Se trata de una edificación de un sótano y un piso que corresponden a construcciones ejecutadas en 2011, las mismas que se construyeron en base a las normativas vigentes a tal año.

El edificio, de planta cuadrada, posee un ingreso principal en la esquina de la Av. Santa Rosa y Av. Carlos Izaguirre, de altura libre acompañada de tramas de aluminio para darle transparencia y ventilación al edificio, además de un ingreso peatonal por la Av. Santa Rosa, también hemos proyectado un ingreso vehicular por la av. Carlos Izaguirre toda vez que servirá de ingreso y/o evacuación peatonal, desde todos los ingresos se accede a un corredor que distribuye en forma de anillo, hacia los puestos o locales comerciales. En el corredor central, en el primer piso se encuentran un pozo de luz que se proyecta verticalmente hacia todos los pisos superiores

En el primer piso se encuentran, diagonalmente opuestas, dos escaleras que conducen hacia el segundo nivel del mercado y/o centro comercial, además de los servicios higiénicos para discapacitados.

2.1.1.3 Estructuración

El Centro Comercial Los Nísperos, de (1) sótano y (1) nivel, es una construcción de concreto armado compuesta por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros es de 38.39% en la Dirección X-X t 45.87% en la Dirección Y-Y del cortante en la base. El diafragma de los techos está constituido por losas aligeradas en una sola dirección con espesor $e=0.25\text{m}$.

2.1.1.4 Estudio de Suelos

Las capacidades admisibles de acuerdo a las profundidades de cimentación encontradas son de 1.80 kgf/cm^2 y de 2.00 kgf/cm^2 , medidas que han sido calculadas sobre gravas arenosas pobremente graduadas, semidensas y húmedas (GP-SP). Conforme a las clasificaciones geotécnicas que establece la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030. 2016 el tipo de suelo representa a un perfil de Suelos Intermedios - Tipo S2. Del resultado de Análisis Químicos se deduce que el suelos está dentro del rango "No Agresivo", por lo que se podrá utilizar cemento Tipo I, para la elaboración de los concretos.

2.1.2 Reforzamientos de cimentaciones

El Diccionario Manual de la Lengua Española define reforzar como la acción de hacer más fuerte o resistente algo.

“...En la ingeniería la idea de reforzar una estructura responde a dos necesidades: Recuperar el funcionamiento original del inmueble adaptándolo a las necesidades actuales de la sociedad o readaptar dicho inmueble para brindar un uso diferente para el cual fue concebido...”. (Escamilla Hernández & Ramírez de Alba, 2011)

En el caso de un cambio de uso o ampliación de una edificación da como resultado un aumento de cargas y distribución de cargas vivas diferentes a las consideradas en el proyecto original. Estas nuevas cargas serán soportadas por las cimentaciones de la estructura, las cuales demandarán cambios para crear una superficie de apoyo conveniente.

Los reforzamientos de cimentaciones superficiales conllevan a una ampliación de la superficie de transmisión de carga, también en el apoyo en niveles inferiores del suelo con más resistencia sin llegar a cotas que puedan considerarse como cimentaciones profundas.

2.1.3 Cimentaciones superficiales

La parte inferior de una estructura se denomina generalmente cimentación y su función es transferir la carga de la estructura al suelo en que ésta descansa. Una cimentación adecuadamente diseñada es la que transfiere la carga a través del suelo sin sobre forzar a éste. Sobre forzar al suelo conduce a un asentamiento excesivo o bien a una falla cortante del suelo, provocando daños a la estructura¹¹. Debido a ello, los ingenieros geotecnistas y estructurales que diseñan cimentaciones deben evaluar la capacidad de carga de los suelos.

Estas se dividen en dos tipos de cimentaciones, entre ellas tenemos las superficiales y profundas. En el grupo de las cimentaciones superficiales podemos encontrar las zapatas corridas y las losas de cimentaciones. En un sentido más general, las cimentaciones superficiales son aquellas que tienen una razón de profundidad de empotramiento a ancho de aproximadamente menor que cuatro. Cuando la razón de profundidad de empotramiento contra ancho es mayor, la cimentación se clasifica como profunda.

¹¹ Cfr. DAS (1998)

Imagen 1 Zapata aislada Fuente: Braja Das

Imagen 2 Losa de cimentación Fuente: Braja Das

Zapatas: Es un tipo de cimentación superficial (normalmente aislada), que puede ser empleada en terrenos razonablemente homogéneos y de resistencias a compresión medias o altas. Consiste en un ancho prisma concreto situado bajo los pilares de estructura.¹² Tiene la función de transmitir al suelo las tensiones que la estructura provoca y cumple además la función de anclaje.

▪ Tipos de Zapatas:

- Zapatas aisladas
- Zapatas combinadas
- Zapatas corridas o continuas

¹² Cfr. CONSTRUCCIÓN, (2016)

Imagen 3 Planos de cimentación (zapatas aisladas y corridas) del centro comercial “Los Nísperos”.

- Zapatas Aisladas:

Son elementos estructurales de concreto armado, que sirven para repartir las cargas de la columna al suelo. Son empleadas para pilares aislados y terrenos de buena calidad, cuando la excentricidad de la carga del pilar es pequeña o moderada. De acuerdo a los parámetros establecidos por la Normativa E.050 Suelos y Cimentaciones estas cimentaciones superficiales tienen una relación Profundidad/Ancho (D_f/B) menor o igual a cinco (5), siendo D_f la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma. La Profundidad de cimentación está definida por el PR y está condicionada a cambios de volumen por humedecimiento-secado, hielo- deshielo o condiciones particulares de uso de la estructura, no debiendo ser menor de 0.80m.

Imagen 4 Parámetros de Diseño de una Zapata Aislada

- Zapatas Combinadas:

Elementos estructurales de concreto armado que se caracteriza por soportar más de un elemento sobre una misma base. Es recomendable dimensionar el cimiento de forma que el centro de gravedad de su superficie en planta coincida sensiblemente con el de las acciones. Esto puede conseguirse de dos formas por medio de zapatas combinadas rectangulares o trapezoidales. La zapata combinada rectangular consiste en construir la zapata de ancho constante, de forma que el centro de gravedad del rectángulo de la planta de la zapata coincida con el punto de paso de la resultante de las cargas de los dos pilares¹³.

Imagen 5 Parámetros de Diseño de una Zapata Combinada

¹³ Cfr. J. Calavera (2000)

- Zapatas Corridas o Continuas:

Se aplican normalmente a muros. Pueden tener sección rectangular, escalonada o estrechada cónicamente. Sus dimensiones están en relación con la carga que han de soportar, la resistencia a la compresión del material y la presión admisible sobre el terreno¹⁴.

2.1.4 Auscultación de cimentaciones superficiales

El estudio de auscultación tiene por finalidad conocer las características del terreno que soportará el peso de la superestructura y se definirá lo siguiente:

- La naturaleza de los materiales a excavar.
- Modo de excavación y utilización de los mismos.
- Los taludes a adoptar en los desmontes de la explanación.
- La capacidad portante del terreno para soportar los rellenos y el aumento de carga de la estructura.
- La forma de realizarlos y sus taludes, tanto en fase de obra como en la fase de puesta en servicio previendo los asentamientos que puedan producirse y el tiempo necesario para que se produzcan.

Como información previa a la realización del estudio de auscultación, y parte integrante del mismo, se debe conocer todos aquellos datos que puedan condicionar sus características, solicitudes o influencias. En particular, y sin ánimo exhaustivos, cabe mencionar el perfil del terreno, la existencia de vertidos, canalizaciones y servicios enterrados, la existencia de posibles fallas, terrenos expansivos, terrenos agresivos, existencias y ubicación de rellenos, pozos, galerías, depósitos enterrados, la naturaleza y configuración de las cimentaciones de los edificios colindantes, etc. Es de especial interés disponer de los datos que se hayan recogido en el estudio geotécnico. Mediante el estudio se tendrá información precisa para el correcto diseño de los sistemas de cimentación: perfil de tensiones admisibles, presencia de estratos inestables, análisis de la influencia sobre los cimientos de los edificios colindantes,

¹⁴ Cfr. Fathi, (2012)

acciones recomendables de mejora de suelos, etc¹⁵. A continuación se presentan las fotografías tomadas a las inspecciones realizadas al terreno natural para ejecutar los ensayos de suelos correspondientes.

Foto 4 Vista de la auscultación Au-01 Fuente: Expediente técnico de la presente obra

**Foto 5 Vista de la auscultación Au- 01
Fuente: Expediente técnico de la presente obra**

**Foto 6 Vista de la auscultación Au- 02
Fuente: Expediente técnico de la presente obra**

2.2 Descripciones de reforzamientos

2.2.1 Características

Los reforzamientos de cimentaciones se dan cuando la intervención se practica a un nivel próximo a de los cimientos existentes o al realizar un mejoramiento a las condiciones naturales del terreno de apoyo. Existen tres motivos que conllevan al reforzamiento de según la necesidad o calidad estructural o las condiciones del terreno: el refuerzo, la ampliación y la sustitución.

¹⁵ (Barbat, 2009)

- Refuerzo: Se emplea cuando el diseño de la cimentación es bueno pero los materiales utilizados en la construcción de los mismos se encuentran en condiciones precarias. Los métodos más empleados para el refuerzo son la inyección de lechada y la introducción de armaduras.
- Ampliación: Se emplea cuando la cimentación a pesar de contar con un buen diseño y permanece en buenas condiciones necesita modificaciones porque el área de apoyo ya no cumple con los nuevos requerimientos de la estructura, por lo cual será necesario ampliar de la cimentación para conseguir que la superficie de apoyo sea conveniente. Existen dos tipos de ampliaciones, las laterales y las ampliaciones por debajo.
- Sustitución: Se da cuando la cimentación se encuentra muy deteriorada como para seguir cumpliendo su funcionalidad, por lo cual pasará a la sustitución completa. Es posible sustituir tanto zapatas aisladas como continuas. Así mismo, se puede contar con la opción del puenteado, que consiste en hacer otra cimentación a los lados o en el perímetro de la cimentación existente¹⁶.

2.2.2 Tipos de reforzamiento de cimentaciones superficiales

Existen distintos tipos de procedimientos para reforzar cimentaciones de acuerdo a las necesidades de cada estructura. Para encontrar el reforzamiento que se adecue más a el proyecto planteado se mencionará los tipos de reforzamientos de acuerdo a su tipología¹⁷ dentro de los cuales se tiene como soluciones más usuales a:

- Ampliación de zapatas. - Se conoce como un sistema convencional utilizado cuando las zapatas existentes no cumplen con el dimensionamiento que requiere la estructura para una óptima transmisión de cargas al terreno. Así mismo, es adecuado para la rehabilitación de zapatas deterioradas.

En la Imagen (6) se muestran uno de los distintos tipos métodos de ensanchamiento de zapata aislada. Sin embargo, esta propuesta tiene un problema de adherencia entre la cimentación existente y el recalce.

A veces resulta que la superficie de las zapatas no es suficiente, esto puede deberse a trabajar a tensiones muy elevadas o porque los materiales que forman la zapata están muy degradados. Entonces se procede a la ampliación, este método se utiliza cuando se van a

¹⁶ (Cruz Ross, 2012)

¹⁷ (García, 2002)

aplicar cargas mayores a las existentes o el sustrato de apoyo es de una calidad insuficiente para la nueva situación.

La zapata va a tener el mismo canto que la existente, aunque a veces se aumenta el canto ya que no es recomendable que la zapata tenga un canto muy pequeño, la trabazón entre la vieja zapata y la nueva puede conseguirse a través de resinas, el dentado de la junta de confinamiento o también con el acuñaamiento de la zapata por la forma. El problema fundamental es la unión de la parte nueva y la antigua, y que se consiga la puesta en carga del conjunto sin que haya unos asientos excesivos. Es necesario que el hormigón nuevo y el viejo queden totalmente adheridos. El hormigón nuevo debe tener una resistencia característica igual o ligeramente superior al existente ya que de nada servirá que sea mucho mayor.

Entonces para que el conjunto funcione como una sola pieza se ha de preparar bien la unión. La buena unión de hormigones se consigue con una preparación cuidadosa de la superficie de contacto, picando y limpiando la zapata antigua, y consiguiendo un perfil óptimo de contacto entre ambas partes¹⁸.

Existen cuatro métodos de ensanche de zapata los cuales constan de diseñado consta del puenteo de cimentaciones por medio de vigas puentes para así repartir la transmisión de cargas de las zapatas nuevas a las ya existentes.

2.2.2.1 Ensanche por construcción de anillo perimetral

¹⁸ Técnicas de refuerzo y recimentación. Sistemas no tradicionales. Pag 120-123

2.2.2.2 Ensanche por construcción de anillo prismático atirantado

Imagen 7 Ensanche Anillo Prismático Fuente García 2012

2.2.2.3 Ensanche por construcción de unión dentada

Imagen 8 Ensanche Unión Dentada Fuente García 2012

2.2.2.4 Ensanche por construcción de Anillo piramidal

Imagen 9 Anillo Piramidal Fuente García 2012

Inyección de micropilotes. - Se define como micropilote, a un elemento cilíndrico, con un diámetro inferior a 250 mm, perforado "in situ", armado con tubería de acero, reforzada a veces con uno o varios redondos, e inyectado con lechada o mortero de cemento en una o varias fases. Se caracteriza principalmente por el hecho de llevar armadura tubular de acero,

y que el material que rodea esta armadura y que queda en contacto con el terreno (lechada o mortero) se introduce a presión contra el terreno, pudiendo realizarse esta inyección por tramos¹⁹.

Así mismo, armado del micropilote está formado normalmente por una armadura tubular y de barras de acero corrugadas y estribos. El diámetro y el número de barras dependerán de la capacidad mecánica resultante de los cálculos. Si hace falta aumentar el límite estructural del micropilote se puede colocar barras perforadas, hasta perfiles laminados.

El concreto normalmente se hará de mortero con dosificaciones altas de cemento. Una dosificación tipo sería 600 kg de cemento de alta resistencia, un metro cúbico de arena y 200 litros de agua, con esta dosificación se obtendrán valores de resistencia característica mayores a 200 kg/cm².

A medida que se vierte el mortero se extrae la camisa de perforación. Se puede comprimir el mortero contenido dentro del tubo con aire a presión controlada. Se trata de una presión global, este sistema recibe el nombre de inyección con presión global unificada IGU.

La colocación de vainas y obturadores en zonas seleccionadas del tubo de inyección permitirán aumentar el diámetro y la superficie lateral del micropilote en las zonas deseadas e incrementar en mucho la capacidad portante. Este sistema recibe el nombre de inyección repetitiva y selectiva IRS, que es muy adecuada en suelos granulares.

La capacidad portante del micropilote variará entre las 10 y las 100 toneladas según el diámetro y el tipo de micropilote. Es una solución muy práctica en la edificación urbana puesto que la maquinaria no es muy grande y al ser hidráulicas no producirán vibraciones y permitirá la profundización necesaria empalmando vainas²⁰. En las siguientes imágenes se muestra un esquema del funcionamiento de un micropilote y las alternativas de recalce mediante micropilotes:

¹⁹ Cfr. TÉCNICAS DE REFUERZO Y RECIMENTACIÓN. SISTEMAS NO TRADICIONALES (2012)

²⁰ Cfr. TÉCNICAS DE REFUERZO Y RECIMENTACIÓN. SISTEMAS NO TRADICIONALES. (2012)

Imagen 10 Funcionamiento del micro-pilote

Imagen 11 Alternativas de Recalce con Micropilotes

2.3 Dos reforzamientos para cimentaciones superficiales

Para escoger un método de reforzamiento de cimentaciones se deben tener las siguientes consideraciones de la estructura: el tipo de suelo bajo la cual esta se encuentra, la situación actual de la estructura, el sistema constructivo empleado, las cargas actuantes en la estructura, y la proyección futura de la estructura. Según estas consideraciones se pudo evaluar dos propuestas de reforzamiento de cimentaciones para el edificio estructural “Los Nísperos”. La presente tesis propone el reforzamiento convencional representado por: el ensanche de zapata y un no convencional representado por: la inyección de micropilotes.

Por otro lado, para lograr una óptima eficiencia de los reforzamientos convencional y no convencional se debe tener en cuenta a la hora del diseño en las siguientes consideraciones:

2.3.1 El método utilizado debe permitirnos llegar a la profundidad adecuada y con las condiciones del entorno que se presenten (niveles freáticos altos, cohesión nula.

2.3.2 Las deformaciones del nuevo sistema de cimentación han de ser pequeñas sobre todo si están vinculadas a otros cimientos consolidados que no se recalzan. Se puede partir de valores referencia como media pulgada o distorsión angular máxima de 1/1000.

2.3.3 Que el sistema de conexión sea sencillo, cuando se comparan costes de los distintos métodos siempre se ha de tener en cuenta la dificultad y el coste de cada uno de ellos para conectarse a la estructura antigua.

2.3.4 Que la durabilidad de la solución este de acuerdo con el edificio que se ha de recalzar. Cuando intervengamos en un edificio pétreo de 500 años de antigüedad, y que ha de durar 500 más, es absurdo plantearse una solución en base a elementos metálicos o de hormigón armado con una duración tan corta en el tiempo²¹.

²¹ TÉCNICAS DE REFUERZO Y RECIMENTACIÓN. SISTEMAS NO TRADICIONALES (2012)

3 ESTADO DEL ARTE

3.1 Estado del arte de las patologías en los elementos estructurales visibles y no visibles. La vulnerabilidad en los elementos estructurales se manifiesta a través de patologías que surgen en las obras, generando diversas consecuencias, desde mínimos daños y fastidios para quienes habitan la edificación, hasta grandes fallas que pueden originar el colapso de la edificación o parte de ella.

La diversidad de problemas que se evidencian en las edificaciones es basta; así mismo es un tema muy complejo. La dificultad es tal que es muy difícil lograr determinar con exactitud, las causas de muchas de las manifestaciones que muestran en los elementos estructurales visibles y no visibles, en la mayoría de casos ni siquiera los expertos pueden proporcionar una respuesta totalmente acertada. Un ejemplo claro de lo mencionado anteriormente es; las posibles causas de una grieta en una edificación, pueden ser bastas, algunas veces es posible identificarlas fácilmente, pero en muchos casos no lo es.

Según Ariana Astorga y Pedro Rivero del CIGIR (Centro de Investigación en Gestión de integral de riesgos), “una manera sencilla de clasificar las patologías que se presentan en las edificaciones, es subdividiéndolas según su causa de origen. De acuerdo a esto, las patologías pueden aparecer por tres motivos: Defectos, Daños o Deterioro²².”

Así mismo desarrollan y describen estos motivos para tener un mejor panorama de lo antes mencionado.

“...Las patologías que aparecen por Defectos, son aquellas relacionadas con las características intrínsecas de la estructura, son los efectos que surgen en la edificación producto de un mal diseño, una errada configuración estructural, una construcción mal elaborada, o un empleo de materiales deficientes o inapropiados para la obra. Para evitar los defectos en las edificaciones, es necesaria la intervención de personal capacitado y honrado durante la elaboración y ejecución del proyecto. Es decir, estas patologías deben ser evitadas, controladas y corregidas por personas expertas. Un defecto en la edificación, puede

²² Cfr. (Astorga & Rivero, Patologías en edificaciones , 2011)

traducirse en altas vulnerabilidades, dejando la estructura expuesta a sufrir daños y deterioros de magnitudes incalculables.

Las patologías causadas por Daños, son las que se manifiestan durante y/o luego de la incidencia de una fuerza o agente externo a la edificación. Los daños pueden ser producto de la ocurrencia de un evento natural, como un sismo, una inundación, un derrumbe, entre otros. Pero también pueden aparecer daños en las estructuras causados por el uso inadecuado de las mismas, por ejemplo, el caso en el que la edificación es obligada a soportar un peso superior al que fue concebido inicialmente (sobrecarga). Los daños muchas veces son inevitables, pero se pueden disminuir; no podemos impedir que ocurra un evento natural, pero sí podemos hacer que éste no se convierta en un desastre. Se deben concebir estructuras menos vulnerables, evitando los defectos en el diseño, materiales y construcción, seleccionando la ubicación adecuada para la edificación, respetando los criterios de diseño, y muy especialmente, empleando un poco el sentido común.

Otro origen de las patologías, puede ser el Deterioro de la edificación. Las obras generalmente se diseñan para que funcionen durante una vida útil, pero con el transcurrir del tiempo, la estructura va presentando manifestaciones que deben ser atendidas con prontitud. La exposición al medio ambiente, los ciclos continuos de lluvia y sol, el contacto con sustancias químicas presentes en el agua, en el aire, en el entorno; hacen que la estructura se debilite continuamente. Por esta razón es de vital importancia para las edificaciones, un adecuado y permanente mantenimiento, que ayuda a prevenir el deterioro normal e inevitable causado por el tiempo...”²³

²³ Cfr. (Astorga & Rivero, Patologías en las edificaciones, 2011)

Imagen 12 Clasificación general de patologías en las edificaciones.

Muchas de las estructuras existentes, que fueron construidas hace varias décadas, todavía están en servicio, y muchos se han deteriorado.

Si bien hay muchas técnicas y enfoques presentados en la evolución no destructiva de los sistemas estructurales (NDE), los métodos de daños existentes se pueden clasificar en dos, métodos de identificación estática y dinámica, a partir de datos correspondientes.

El daño estructural existente se considera como los cambios en los parámetros estructurales que afectan negativamente su rendimiento. El daño también se puede definir como cualquier desviación en la geometría original de las estructuras o propiedades de los materiales los que pueden causar tensiones indeseables, desplazamientos o vibraciones en la estructura.²⁴

Durante las últimas décadas, las técnicas de identificación dinámica de daños estructurales se han desarrollado con mayor madurez en comparación con el enfoque estático, y la bibliografía correspondiente es bastante extensa.

Según Doebling S.W, Stubbs. N y Mottershead. J la premisa básica de un método de detección de daños estructurales existentes a base de vibración es que los cambios en las propiedades físicas causaran cambios en la respuesta dinámica medida de los parámetros de

²⁴ Cfr. (Khoshnoudian & Esfandiari, 2011)

una estructura modal .Estos cambios proporcionan una característica para evaluar el estado es de la edificación.²⁵ Mientras Sun Bin y Zhaoxia Li, proponen la teoría de la evolución acoplada de daños de red multi –FEM, esta se desarrolla sobre la base de la mejora de principio variacional, en el que los elementos en cada sub-dominio con diferentes tamaños de retícula están bajo el diferente estado de daños.

La presente investigación se centra en las patologías causadas por Daños en las estructuras tras soportar un peso superior al que fue concebido inicialmente (sobrecarga). La ejecución incorrecta en la construcción de elementos estructurales y el inadecuado proceso de ampliación puede conducir a daños estructurales en toda la edificación. En tal sentido, si se desea realizar un reforzamiento con fines de ampliación, es necesario saber las fallas más comunes que se deben evitar. A continuación, se señalan los Daños sufridos por los elementos estructurales y las diferentes causales:

Daños en Vigas:

Daños debido a flexión: Se manifiestan mediante fisuras y flechas fraccionadas en la luz de la viga.

Imagen 13 Pandeo de fisuras en viga.

²⁵ Cfr. (Doebeling , Stubbs, & Mottershead, 2009)

Daños debido a Corte: Se manifiestan como fisuras inclinadas próximos a los apoyos de la viga.

Imagen 14 Fisuras inclinadas en los extremos de la viga.

Daños debido a torsión: Son grietas transversales e inclinadas similares a las fisuras de corte, siguen particularmente un patrón de espiral que atraviesa toda la sección del elemento afectado.

Imagen 15 Fisuras inclinadas en los extremos de la viga por torsión.

Daños en columnas:

Fisuras por compresión: Se manifiestan con fisuras en la cabeza de columnas.

Imagen 16 Fisuras de compresión localizada.

Fisuras por corte: Son fisuras de corte en cabeza de columnas cortas en general por movimientos térmicos.

Imagen 17 Fisuras de flexión en losas-columnas.

Fisuras por flexión: Se manifiestan en fisuras de 45° y en el centro de la losa en forma casi simétrica.

Imagen 18 Fisuras de flexión en losas.

Fisuras por torsión: Son fisuras a 45° en los cambios o esquinas de las losas.

Imagen 19 Fisuras de momentos torsionales.

Fisuras por punzonamiento: Son fisuras típicas alrededor de las columnas.

Imagen 20 Fisuras de punzonamiento en losas.

Daños en cimentaciones:

Los fallos en las cimentaciones producen daños en el edificio que se manifiestan con la aparición de lesiones apreciables a simple vista (asientos, desplazamientos horizontales y giros). Las principales causas de estas fallas son por errores de proyecto, defectos de ejecución, falta de calidad y durabilidad de los materiales, variaciones en la hipótesis de proyecto o en las condiciones del entorno, cimentaciones en terreno inestable o descensos generalizados. La presente investigación se centra en la falla a causa de las variaciones en la hipótesis de proyecto. A lo largo de la vida útil, un edificio puede sufrir modificaciones de proyecto que afecten la cimentación, especialmente si se produce una rehabilitación o cambio de actividad, la construcción de nuevas plantas o la excavación de sótanos. Estos cambios pueden propiciar esfuerzos no tolerables para la cimentación o para el suelo, iniciando procesos patológicos debido al aumento general de las sobrecargas, nuevas distribuciones interiores, cambio de función de la estructura, redistribución de cargas, sollicitaciones dinámicas de maquinaria no previstas inicialmente, etc.

3.2 Estado del arte de reforzamiento de estructuras

Como se mencionó en capítulos anteriores las construcciones existentes que, en demanda del crecimiento demográfico o retail, necesiten modificar el uso de la estructura o aumentar los niveles de servicio requerirán ser estudiadas con la finalidad de evaluar si la ampliación no dañará el diseño existente. Para tal efecto, se deberá tener en cuenta el óptimo desempeño de un diseño basado en el estudio de vulnerabilidad sísmica y posterior reforzamiento estructural, según lo indique la normatividad vigente en cada país. Para lo cual se deben considerar alternativas de reforzamiento estructural, que tengan un buen desempeño sísmico

y que su implementación sea técnica y económicamente viable.²⁶ Uno de los sistemas convencionales para el reforzamiento de estructuras con diseño antisísmico son los pórticos arriostrados. Este sistema de control pasivo de disipación de energía es muy popular en regiones de alta sismicidad porque gracias a ellos se logra ahorrar en materiales con respecto a pórticos resistentes a momentos y se puede además controlar eficientemente la deriva de pórticos ante las altas fuerzas inerciales sísmicas. Existen dos tipos de sistemas de arriostramiento sísmico de pórticos: pórticos arriostrados concéntricos (CBF) y los pórticos arriostrados excéntricos (EBF). Los CBF son sistemas resistentes a fuerzas laterales que se caracterizan por su gran rigidez elástica. Esta gran rigidez se consigue por la introducción de sistemas diagonales de unión que resisten fuerzas laterales por el desarrollo de acciones internas axiales con comparativamente a pequeñas acciones de flexión. Estos elementos diagonales de arrioste y sus conexiones a los sistemas aporticados son el núcleo de un CBF. Los arriostres pueden tomar distintas formas: secciones I, tubos circulares o rectangulares, ángulos adecuadamente soldados para formar secciones T, secciones T sólidas, ángulos simples, canales, barras a tracción o ángulos. En las siguientes imágenes se muestran los distintos tipos de arriostramiento concéntrico más utilizados²⁷:

Imagen 21 Pórtico con arrioste diagonal Concéntrico.

Imagen 22 Pórtico con arrioste en V invertido Concéntrico.

Imagen 23 Pórtico con arrioste en X concéntrico.

²⁶ Cfr. Cancelado (2013)

²⁷ Cfr. Carrasco (2011)

Las configuraciones de CBF mostradas se desarrollaron para resistir cargas inducidas por viento o sismo en el rango elástico lineal. Los pórticos arriostrados solo a tracción se utilizan comúnmente para resistir fuerzas laterales inducidas por el viento en los edificios. Los pórticos arriostrados solo a tracción en “X” se utilizan para resistir fuerzas laterales inducidas por vientos donde los elementos arriostrantes exhiben grandes esbelteces ($kL/r > 300$). Por lo cual, si se desea trabajar con pórticos arriostrados solo a tensión para resistir fuerzas laterales inducidas por sismos, la respuesta cíclica inelástica de estos pórticos será generalmente pobre. Así mismo, para arriostramientos dispuestos en V o V invertida Crisafulli opina:

...” las configuraciones de arriostres dispuestos en V o V invertido son muy usados en edificios y estructuras industriales, si bien presentan algunas particularidades que deben considerarse en el diseño. El vértice de los arriostramientos no coincide con un nudo viga-columna del pórtico, sino que se conecta en la zona central de las vigas. Mientras la estructura responde en rango elástico, las fuerzas axiales en los arriostres son iguales en valor absoluto” ... (Crisafulli 2010)

De lo expuesto se puede inferir que para realizar un diseño con arriostramiento no solo depende de la relación entre la resistencia a compresión o tracción de los arriostres y de la resistencia post pandeo del arriostramiento comprimido, sino también de la resistencia flexional de la viga. Es por ello, que para casos de diseño se consideran usualmente dos casos: pórticos con viga fuerte o débil, de acuerdo a la resistencia relativa entre la viga y los arriostres. Para el primer caso, la viga puede resistir sin plastificarse los esfuerzos resultantes de la acción sísmica y de las cargas gravitatorias, mientras que en el caso de vigas débiles se puede formar una rótula plástica en la viga, luego de que el arriostre comprimido pandea como se muestran en la Imagen 24.²⁸

²⁸ Crf. Carrasco (2011)

Imagen 24 Pórtico con arriostre V invertido ante fuerza sísmica.

Para las circunstancias inscrites para un caso de vigas débiles se propone un sistema de riostras de pandeo restringido conocido en su término en Ingles como BRB. Este sistema tiene como función, dentro de los pórticos de un edificio, suministrarle a la estructura una capacidad para controlar las demandas máximas de ductilidad global, la distorsión de entrepiso y la energía histerética disipada durante algún evento sísmico. De esta manera se garantiza la seguridad de los ocupantes, pero se permite un cierto grado de daño en algunos elementos estructurales, específicamente la fluencia de los núcleos de las riostras.

Para analizar la estabilidad global de la riostra de pandeo restringido se puede considerar la teoría de pandeo de Euler. En esta Ec.1 la carga desconocida $q(x)$, es la reacción transversal del sistema anti pandeo sobre el núcleo de acero interior.

$$E_n I_n \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + p \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = -q(x) \dots \dots \dots Ec. 1$$

Donde:

$Y(x)$ = Deflexión transversal

P = Carga axial

$q(x)$ = Carga distribuida

E_n = Modulo de elasticidad del núcleo del acero

I_n = Momento de inercia del núcleo del acero

El signo menos en el lado derecho de la Ecuación 1 resulta del hecho de que $q(x)$ actúa en la dirección opuesta a la deflexión $y(x)$. Una igual carga distribuida y de sentido contrario $q(x)$ está actuando sobre el sistema anti pandeo). Del equilibrio de un segmento se obtiene:

$$E_t I_t \frac{d^4 y(x)}{dx^4} = q(x) \dots \dots \dots Ec. 2$$

$Y(x)$ = Deflexión transversal

E_t = Modulo de elasticidad de la camisa de revestimiento

I_t = Momento de inercia de la camisa de revestimiento

Sumando la Ecuación 1 y la Ecuación 2 para eliminar la carga distribuida desconocida $q(x)$, se obtiene:

$$E_n I_n \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + p \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = -E_t I_t \frac{d^4 y(x)}{dx^4} \dots \dots \dots Ec. 3$$

La cual, luego de una reagrupación de términos; se convierte en una ecuación diferencial homogénea de Euler:

$$\frac{d^4 y(x)}{dx^4} + \frac{P}{E_n I_n + E_t I_t} \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = 0 \dots \dots \dots Ec. 4$$

Para una riostra de longitud L , la Ecuación 4 representa la carga crítica de pandeo de la riostra, obteniéndose:

$$P_{cr} = P_{crt} = \frac{\pi^2}{(KL)^2} (E_n I_n + E_t I_t) \dots \dots \dots Ec. 5$$

Dónde: K = Factor de longitud efectiva, ($K = 1$ para extremos articulados y $K = 0.5$ para extremos empotrados).

Despreciando la rigidez a flexión del núcleo de acero $E_n I_n$, (la cual es dos a tres veces menor en magnitud que la rigidez a flexión del sistema anti pandeo), la Ecuación 5 se simplifica a:

$$P_{cr} = P_{crt} = \frac{\pi^2 E_t I_t}{(KL)^2} \dots \dots \dots \text{Ec. 6} \quad \text{Donde:}$$

E_t = Modulo de elasticidad de la camisa de revestimiento

I_t = Momento de inercia de la camisa de revestimiento

Analizando los datos la Ecuación 6 indica que la carga crítica de la riostra de pandeo restringido es simplemente la carga de pandeo de Euler del tubo exterior. En consecuencia, la estabilidad global de la riostra está asegurada cuando la carga de pandeo de Euler del tubo P_{cr} , excede el rendimiento de carga del núcleo $P_y = F_y A_n$.²⁹

A continuación, se presenta una gráfica con las simulaciones numéricas de ensayos realizados para analizar el comportamiento de los BRB. Las curvas de histéresis de la gráfica fuerza-desplazamiento que se muestran presentan una tendencia al aumento de la rigidez.

Imagen 25 Comparación curva Histéresis Fuerza vs Desplazamiento.

Otro tipo de reforzamiento a nivel de elemento estructural es la incorporación de muros de concreto. Esta opción se da cuando se desea disminuir los desplazamientos debido a que con la inclusión de muros se incrementa la resistencia a las fuerzas laterales. La incorporación generalmente se realiza con concreto armado, dentro de los límites enmarcados por las vigas y columnas. En edificaciones ya construidas que necesiten la incorporación de muros, como

²⁹ Avecillas (2015)

metodología de reforzamiento, es necesario destruir parcial o totalmente ciertos elementos estructurales como no estructurales.

Para el caso en estudio, se trabajará la incorporación de muros de corte, por lo que para tener el daño mínimo en la viga será necesario taladrar solo el diámetro necesario de varilla longitudinal del muro de corte que pasará a través de dicha viga. Si la armadura longitudinal del muro presente gran armado con relación al de la viga, se recomienda picar el concreto de la viga para que la armadura longitudinal del muro tenga continuidad.

A continuación, Aguilar, J.; Breña, S.; Del Valle, E.; Iglesias, J.; Picado, M.; James M. nos detallan mediante su libro *Rehabilitation of Existing Reinforced Concret Buildings in Mexico City*, la inclusión de muros de corte en estructuras aporticadas.

Imagen 26 Detalles de muro de concreto

Imagen 27 Conexión de un muro de concreto

Imagen 28 Muro de Relleno

3.3 Estado del arte de reforzamiento de cimentaciones

3.3.1 Estado del Arte de Reforzamiento con Micropilotes

Se conoce como reforzamiento de cimentaciones o recalce a la reparación de los cimientos de una edificación existente. Estas reparaciones se dan cuando un edificio presenta problemas en las cuales se es necesario realizar un estudio de las patologías para hacer un diagnóstico y proponer una solución adecuada. Así mismo, se realizan recalces cuando se propone un aumento de cargas en la cimentación por cambios de uso, aumento de plantas, supresión de pilares, etc., que ponen al límite de su capacidad al estrato.

En ciertos casos, como es el caso del presente trabajo, las cimentaciones superficiales fueron diseñadas y ejecutadas con la garantía de contar con un suelo de capacidad portante resistente.³⁰ Sin embargo, las propiedades del suelo no son suficientes para soportar el peso de la estructura a amplificar. Por lo cual, para evitar problemas de posibles asentamientos

³⁰ Cfr UNE-EN-14199-2006

diferenciales y otras patologías se propone el método de recalce con ensanche de cimentación o sistema de micropilotaje.

Los micropilotes son elementos estructurales que transfieren las acciones al terreno y pueden tener elementos portantes para transferir directa o indirectamente las cargas y limitar las deformaciones. Este sistema se puede aplicar como: micropilotes aislados, grupos de micropilotes, reticulados de micropilotes y pantallas de micropilotes.

El método consiste en realizar una perforación en el terreno, en vertical o con inclinaciones de hasta 20°. Lográndose de esta manera que se alcance el estrato indicado. Los cuáles serán debidamente rellenados de lechada o mortero y con capacidad de ser armados. Esta perforación se ejecuta en seco, con lodos bentoníticos o entubación, mediante rotoperCUSión o simplemente a rotación por lo que no suelen transmitirse vibraciones al terreno. Por lo cual, su utilización en obras de rehabilitación y restauración tiene a ser más eficiente. Además, el pequeño diámetro utilizado, entre 100 mm. y 250 mm., hace que puedan ser traspasados terrenos muy resistentes, como la roca, o elementos estructurales como el hormigón.

Dentro de las aplicaciones más usuales de los micropilotes que se estudiará en esta investigación se encuentra:

- a) Como estructuras de cimentación: Aplicados tanto a obras de nueva planta (estructuras con espacio de trabajo reducido o de difícil acceso, en terrenos difíciles de perforar por intercalación de niveles rocosos, etc.), como a obras de refuerzo o recalce (remodelación de estructuras con incrementos de las solicitaciones, patologías geotécnicas, etc.).

Imagen 29 Ejemplo de cimentación de Nueva planta con micropilote.

Imagen 30 Ejemplo de recalce de cimentación preexistente mediante micropilote.

b) Como mejora del terreno: Aplicados para aumentar la capacidad de soporte global de una masa de terreno y reducir los asientos de las estructuras, cimentadas posteriormente sobre el mismo

El refuerzo con micropilotes a estudiar en la presente tesis, propone la consolidación de zapatas aisladas mediante la ejecución de un marco perimetral con puntera que recalza la zapata. La puntera en este caso actúa como una ménsula recibiendo y transmitiendo la carga de la zapata hacia el marco. El marco se apoya sobre micropilotes que transmiten la carga al terreno.³¹

Imagen 32 Marco Perimetral sobre Micropilote - Sección

Imagen 33 Marco Perimetral sobre Micropilote - Planta

³¹ Guía Práctica de Refuerzo de Sistemas Estructurales (2015)

La ejecución del marco conlleva excavar un perímetro bajo el borde de la zapata para la ejecución del talón, con una profundidad de aproximadamente 0.40m para poder encajar la armadura de la ménsula. (ver Imagen 33)

Con la finalidad de evitar la inducción a la torsión por el momento transmitido por la ménsula, se deberá ejecutar la conexión a la zapata existente, coaccionando el giro de la viga. De esta manera la cimentación trabajará como una plataforma bajo carga vertical.³²

3.3.1.1 Parámetros de Diseño de Reforzamiento de cimentaciones con Micropilotes

a. Cálculo de Micropilote: Para el presente cálculo, es preciso determinar la carga de hundimiento y la resistencia estructural del micropilote (Tope Estructura).

i. Reacciones

Se determinan las reacciones o esfuerzos en los micros en base a la geometría en planta del marco y la distribución de los mismos por lado.

Las reacciones se determinan tomando momentos estáticos respecto a cada uno de los ejes X e Y.

$$R_i = \frac{N_k}{\sum A_i} \pm \frac{A_i \times y_i \times M_x}{\sum A_i \times y_i^2} \pm \frac{A_i \times x_i \times M_y}{\sum A_i \times x_i^2} \dots\dots\dots \text{Ec. 7}$$

Ai: área del micropilote. Si todos los micropilotes son iguales, $\sum A_i$ = número de micropilotes.

Yi: distancia del micropilote al eje X. Distribución simétrica: $(b_2' - P_b) / 2$

Xi: distancia del micropilote al eje Y. Distribución simétrica: $(a_2' - P_a) / 2$

Carga de hundimiento del micropilote

La carga de hundimiento de los micropilotes se calcula por fuste, a excepción cuando el suelo de fundación o el empotramiento es en roca, para el cual se tendrá que tomar en cuenta la resistencia por punta. De acuerdo a lo expuesto, es necesario conocer la resistencia unitaria por fuste (rf) de cada uno de los estratos atravesados, el cual se determinará aplicando el método empírico de Bustamante.

³² Guía Práctica de Refuerzo de Sistemas Estructurales (2015)

Para determinar (rf) se distingue entre suelos granular y suelos cohesivos. Así mismo, es necesario conocer los siguientes parámetros del estudio geotécnico:

Suelo granulares: presión límite en ensayo presiométrico o índice del ensayo SPT (NSPT).

Suelos cohesivos: presión límite en ensayo presiométrico o resistencia a la compresión simple (qu).

La expresión general de la resistencia de cálculo por fuste (Rf,cd) cuando se atraviesan varios estratos:

$$R_{f,cd} = \sum_{i=1}^n A_{Li} \times (r_{f,c,d})_i \dots\dots\dots \text{Ec. 8}$$

$$r_{f,cd} = \frac{r_{f,lim}}{F_r} \dots\dots\dots \text{Ec. 9}$$

Rf,cd: Resistencia por fuste de cálculo

ALi: área lateral del micropilote

Rf,lim: rozamiento unitario límite por fuste deducido del gráfico. Es función del procedimiento de inyección: IU (Inyección única) o IR (inyección repetitiva)

Rfc,d: rozamiento unitario por fuste de cálculo

Fr: Factor de seguridad de valor 1.65

Imagen 34 Gráfico de rozamiento unitario por fuste

Carga de hundimiento o carga nominal admisible del micropilote

$$P_N = \frac{R_{f,cd}}{F} \dots\dots\dots \text{Ec. 10}$$

Factor de seguridad para fuste. $F= 2$

Tope Estructural

La guía de micropilotes de la Normativa Española EH proporciona la siguiente expresión:

$$N_{C,RD} = (0.85 \times A_c \times f_{cd}) + (A_s \times f_{yd}) + (A_p \times f_{ydt}) \times \frac{R}{1.2 \times F_e} \dots\dots\dots \text{Ec. 11}$$

Siendo:

A_p : Sección neta de la armadura tubular

A_s : Sección total de la armadura

A_c : Sección neta de concreto, deducido A_p

F_{ydt} : Límite elástico de la sección tubular ≤ 400 Mpa

F_{ys} : Límite elástico de la armadura.

F_{cd} : Resistencia de cálculo de la lechada.

b. Dimensionamiento del Marco: El refuerzo por consolidación de zapatas aisladas consiste en la ejecución de un marco perimetral con puntera, que calza o zuncha el perímetro de la zapata. El cálculo de la tracción que se produce en el plano inferior y presión (empuje) sobre el marco, se calcula para la totalidad de la carga, en base a la teoría de las bielas de M. Lebellé. El presente método tiene la particularidad de que el talón de apoyo de la zapata se ha de calcular como una ménsula. Para evitar la inducción de torsión por parte de ésta, se ejecuta como una conexión a la zapata existente, lo que coacciona el giro de la viga (marco), trabajando como una plataforma bajo carga vertical.

Cálculo de la Ménsula

Datos de cálculo:

- Canto de la ménsula (E).

- Canto efectivo: $E' = E - r_i \approx E - 0.07m$

La carga se determina por (N_{max}/m)

Caso de 4 Micropilotes (2 caras)

$$R_{max a2} = MAX \left[\frac{R_1 + R_2}{2}; \frac{R_3 + R_4}{2} \right] \dots \dots \dots Ec. 12$$

$$R_{max b2} = MAX \left[\frac{R_1 + R_4}{2}; \frac{R_2 + R_3}{2} \right] \dots \dots \dots Ec. 13$$

$$N_{max m} = MAX \left[\frac{R_{max a2}}{a_2}; \frac{R_{max b2}}{b_2} \right] \dots \dots \dots Ec. 14$$

En el cálculo se determina el esfuerzo de tracción (T) en la cara superior correspondiente a la hipótesis más desfavorable:

1. Cálculo como ménsula con la carga N_{max}/m según instrucción EHE.
2. Cálculo en base al momento generado por la carga N_{max}/m sobre el plano.³³

Imagen 35 Ménsula del marco sobre micropilotes.

Armadura resultante, ramas de estribos por metro, A_{em}

$$A_{em} \approx \frac{T \times \gamma_F}{f_{yd}} \dots \dots \dots Ec. 15$$

³³ Guía Práctica de Refuerzo de Sistemas Estructurales (2015)

Cálculo del Marco

Coeficiente de mayoración de acciones yf ≈ 1.53 (valor carga total/carga característica)

Reacciones bielas: R1, R2, R3, R4

$$R_i \approx \frac{N_K}{4} \pm \frac{M_X}{2 \times I'_X} \pm \frac{M_Y}{2 \times I'_Y} \dots \dots \dots \text{Ec. 16}$$

$$I'_X = a'_2 - P_a; I'_Y = b'_2 - P_b \dots \dots \dots \text{Ec. 17}$$

Angulo de las bielas α_{a2} α_{b2}

$$\alpha_{a2} = \text{ATN} \left(\frac{\frac{b'_2 - b_1}{2}}{H'} \right) \dots \dots \dots \text{Ec. 18}$$

$$\alpha_{b2} = \text{ATN} \left(\frac{\frac{a'_2 - a_1}{2}}{H'} \right) \dots \dots \dots \text{Ec. 19}$$

Tirante: Tmax a2; Tmax b2

$$T_{a2} = \frac{R_{\max b'_2}}{\cos \alpha_{a2}} \times \text{sen } \alpha_{a2} \dots \dots \dots \text{Ec. 20}$$

$$T_{b2} = \frac{R_{\max a'_2}}{\cos \alpha_{b2}} \times \text{sen } \alpha_{b2} \dots \dots \dots \text{Ec. 21}$$

Armado de la Viga

Sección armado inferior tirante:

$$A_{Ta2} = \frac{T_{a2} \times \gamma_F}{f_{yd}} \dots\dots\dots \text{Ec. 22}$$

$$A_{Tb2} = \frac{T_{b2} \times \gamma_F}{f_{yd}} \dots\dots\dots \text{Ec. 23}$$

Empuje sobre el marco (Pmax)

$$\text{MAX} \left[\frac{T_{b2}}{I'_X}; \frac{T_{a2}}{I'_Y} \right] \dots\dots\dots \text{Ec. 24}$$

Momento máxima marco $\longrightarrow$ nudo

$$M_{nudo} \approx \frac{P_{max} \times L_i'^2}{12} \dots\dots\dots \text{Ec. 25}$$

$$M_{da2} = M_{a2} \times \gamma_F \dots\dots\dots \text{Ec. 26}$$

$$M_{db2} = M_{b2} \times \gamma_F \dots\dots\dots \text{Ec. 27}$$

Sección armada / cara lateral

$$A_{sa'_2} \approx \frac{M_{da2}}{0.8 \times P_a \times f_{yd}} \dots\dots\dots \text{Ec. 28}$$

$$A_{sb'_2} \approx \frac{M_{db2}}{0.8 \times P_b \times f_{yd}} \dots\dots\dots \text{Ec. 29}$$

3.3.2 Estado del Arte de Reforzamiento con Ensanchamiento de Zapatas.

Como el nombre lo indica este refuerzo consiste en ensanchar o ampliar la zapata para aumentar la superficie de contacto con el terreno. Si es posible se aumenta también el canto por encima de la zapata, ya que no es recomendable que la nueva zapata tenga un canto demasiado pequeño en relación con su altura.

Ensanche de zapatas en su plano: Este método se utiliza cuando la superficie de apoyo de las zapatas resulta insuficiente por trabajar a tensiones muy altas o porque los materiales que la conforman se han degradado.

Así mismo, Se emplean en los siguientes casos:

- Zapatas insuficientes
- Zapatas degradadas
- Aumento de cargas

Para lograr una buena unión entre los concretos hay que preparar la superficie de contacto, picando y limpiando la zapata antigua, y conseguir un perfil de contacto óptimo entre ambas partes. Una buena adherencia puede obtenerse, también, impregnando la superficie de contacto del concreto viejo con resinas epoxi antes de colocar en nuevo concreto. El concreto nuevo debe tener una resistencia parecida o mayor a la del existente.³⁴

Aun así, la puesta en carga no está asegurada. Por este motivo, se produce un asiento para que la zona ampliada funcione a pleno rendimiento. Este descenso de la cimentación debe ser valorado y controlado.³⁵

Imagen 36: Reforzamiento de zapatas aisladas mediante ensanchamiento de la misma.

³⁴ (Wikilibros, 2016)

³⁵ (Valcarcel, 2011)

Imagen 37: Reforzamiento de zapatas mediante ensanchamiento de la misma.

En cuestión a la adherencia del concreto viejo con el nuevo se plantea lo siguiente:

Imagen 38: Recalce de zapatas el problema de la rasante.

$$\tau_{r,d} \leq \tau_{r,u} \quad \tau_{r,d} \quad \beta * \left(1.30 - 0.30 * \frac{f_{ck}}{25}\right) * f_{ctd} \leq \beta * f_{ctd} \dots \dots Ec. 30$$

Dónde:

- β = Factor que adopta los siguientes valores:
 - 0.8 en superficies de contacto rugosas de secciones compuestas en cola de milano o similares.
 - 0.4 en superficies intencionalmente rugosas, con rugosidad alta.

- 0.2 en superficies no intencionalmente rugosas, con rugosidad baja.
- f_{ck} = Resistencia característica a compresión del concreto más débil de la junta.
- $f_{ct,d}$ = Resistencia de cálculo a tracción del concreto más débil de la junta.

Imagen 39 Zapatas aisladas sobre carga N.

$$\tau_{r,d} = \frac{N_d}{2 * (a + b) * h} \dots Ec. 31$$

Donde:

N_d = Carga en la zapata aislada.

a , b y c = Longitudes de la zapata aislada.

Imagen 40: Zapatas aisladas con momento M

$$M_d = \tau * b * a + 4 * \tau * \frac{a}{4} * \frac{a}{3}; \quad M_d = \tau * b * a + \tau * \frac{a^2}{3}; \quad \tau_{r,d} = \frac{M_d}{b * a + \frac{a^2}{3}} \dots Ec. 32$$

Donde:

M_d = Momento que se ejerce sobre la zapata aislada.

τ = Esfuerzo cortante de la zapata aislada.

a, b y c = longitudes de la zapata aislada de cimentación.

3.3.2.1 Parámetros de Diseño de Reforzamiento con Ensanchamiento de Zapatas.

El diseño consiste en calcular, la forma y dimensiones del concreto, así como la cantidad y tipos de acero de la zapata. Se necesita, como datos, conocer: la carga axial de la superestructura, la sección y aceros de la columna que soporta, y la resistencia admisible del suelo (q_{adm}), sobre el que se diseña la zapata.

Imagen 41: Vista en Planta de Zapata Aislada.

Imagen 42: Vista en Perfil de Zapata Aislada.

A, B= Dimensiones en planta de la zapata

S,t= Dimensiones en planta de la columna

M= Longitud del volado de la zapata

H= Peralte de la zapata

P= Carga axial actuante

q adm= Capacidad de carga admisible del suelo

g = Longitud de anclaje por compresión (o tracción) del acero de columna)

L Df= Profundidad de cimentación

s/c piso= Sobrecarga de piso =500 kg/m² and a= Peso Específico promedio del relleno.

a. *Cálculo del esfuerzo neto (q neto) que soporta el suelo:*

El esfuerzo neto, significa que la capacidad portante de un suelo, se da a una profundidad Df. Luego hay que restarle, los pesos que permanentemente va a soportar el suelo, como el peso del relleno y la sobrecarga de piso. Lo que queda de resistencia del suelo, es lo que va a soportar la superestructura. La expresión de la fórmula se define de la siguiente manera:

$$q \text{ neto} = q_{\text{adm}} - g * Df - s/c \text{ piso} \dots \text{Ec.33}$$

b. *Cálculo del peso total Pt de la superestructura que llega al suelo, incluyendo el peso propio de zapata:*

Se va a encontrar la proporción n, entre el peso de zapata Pz y la carga de servicio P, o sea el peso total de cargas de la superestructura, sin mayorar como función del esfuerzo neto, el peso específico del concreto y la altura o peralte de la zapata:

$$\text{Se define la proporción } n = Pz / P,$$

Se hace equilibrio de fuerzas. Se equilibra el peso de la superestructura y la zapata y, se equilibra con la resistencia neta del suelo multiplicada por el área de la zapata:

$$P + Pz = q \text{ neto} \times A, \text{ y } \dots \text{Ec. 34}$$

Siendo el peso propio de la zapata:

$$Pz = \gamma_c * A * B * H \dots \text{Ec. 35}$$

Donde:

γ_c = Peso volumétrico del concreto armado, 2400 kg/m³

A, B, H = dimensiones en planta y elevación de la zapata.

q neto = esfuerzo neto

Se Obtiene:

$$n = \frac{1}{\frac{q_{\text{neto}}}{\gamma_c * H} - 1} \dots \dots ZA - 1 \dots \dots Ec. 36$$

Se puede determinar el peso de la zapata, en una primera aproximación, como una fracción del peso de la superestructura, a través de:

$$\text{Peso de Zapata} = n \times P \text{ de servicio}$$

La carga de servicio, se obtiene del metrado, es decir de suma de cargas de la superestructura. El coeficiente, se obtiene de la Figura 3 (Peso de zapata aislada, como porcentaje de la carga de servicio P zapata= % x P servicio/100).

Imagen 43 Gráfica para Pre- Dimensionamiento de Zapata Aislada

Así mismo, se suele usar la siguiente ecuación:

$$P_t = P + (n) P \dots Ec. 37$$

c. Cálculo del área de zapata requerida:

$$A_{\text{zapata}} = (P_t) / q_{\text{neto}} \dots Ec. 38$$

d. Cálculo de la Sección de la Zapata

Como se busca que en ambos sentidos la zapata tenga el mismo volado:

$$(s + 2m) (t + 2m) = A \text{ zapata}$$

Resolviendo la ecuación se obtiene m aproximadamente:

$$m = (\sqrt{A_{\text{zap}}} / 2) - (s + t) / 4$$

Luego las dimensiones de A y B son:

$$A = 2m + t$$

$$B = 2m + s$$

$$A = \sqrt{(A \text{ Zapata}) - (s-t)/2} \dots \text{Ec. 39}$$

$$B = \sqrt{(A \text{ zapata}) + (s-t) / 2} \dots \text{Ec. 40}$$

Notar que si $s = t$, o sea, si la columna es cuadrada, las dimensiones resultan iguales y de valor igual a la raíz cuadrada del área de zapata.

Como se puede observar, no se han incluido los momentos que por lo general existen, en dos direcciones, de manera conjunta con la carga axial. Esto conlleva a un aumento en los esfuerzos sobre el suelo, en ambas direcciones, debido a la excentricidad que produce la adición de momentos. El tema de la flexión bidireccional, se trata en el artículo: Plateas de cimentación, de este autor.

e. Cálculo del peralte de zapata H:

H se calcula cuando se determine el peralte efectivo "d", mediante la verificación por:

- Longitud de desarrollo
- Cortante por Punzonamiento
- Cortante por flexión

f. Cálculo de la Longitud de Desarrollo

La longitud de desarrollo a compresión está dada por:

$$l_d = 0.08 * f_y * d_b / \sqrt{f_c} \dots \text{Norma ACI-318 Ec.41}$$

$$l_d = 0.004 d_b * f_y, \text{ o}$$

$l_d = 20 \text{ cm}$, el que sea mayor.

d_b = diámetro de la varilla de la columna

d_b' = diámetro de la varilla superior de la parrilla

d_b'' = diámetro de la varilla inferior de la parrilla

El reglamento del ACI, especifica que se debe probar, para diseño de estructuras resistentes a sismo, la longitud de desarrollo a tracción también. En este caso, por tratarse de un diseño clásico, estamos usando la longitud de desarrollo a compresión.

Imagen 44: Falla por adherencia

Por tanto, H deberá ser igual a:

$$H = l_d + d_b' + d_b'' + \text{recubrimiento}$$

Imagen 45: Elementos que componen el Peralte de una Zapata por Longitud de Desarrollo.

g. Cálculo de la reacción última (q_u) del suelo:

$$P_u = 1.5 D + 1.8 L \text{ (Normas locales) ...Ec. 42}$$

$$P_u = 1.2 D + 1.6 L \text{ (Norma ACI-318) ...Ec. 43}$$

$$q_u = P_u / (A * B)$$

h. Cálculo del esfuerzo cortante por punzonamiento

$$V_p = V_u - 2 * (s+d) * (t+d) * d \text{ ...Ec. 44}$$

Donde:

$$v \text{ actuante} = V_p / (\text{perímetro} * d)$$

$$v \text{ actuante} = q_u * [A * B - (s+d) * (t+d)] / [2d * (s + t + 2*d)] \text{(A)}$$

Imagen 46: Falla por punzonamiento.

Imagen 47: Sección Crítica de Punzonamiento Vista en Planta.

Imagen 48: Sección Crítica de Punzonamiento Vista en Elevación.

Imagen 49: Sección Crítica de Punzonamiento y Bloque Equivalente.

i. *Cálculo del Esfuerzo Cortante Admisible*

Mediante el presente cálculo se comprobará que el esfuerzo cortante tendrá que ser menor o igual que el esfuerzo cortante admisible:

$$v \text{ admisible} = \Phi * 0.27(2 + 4/\beta) \sqrt{f_c} \dots \text{Norma ACI 318} \dots \text{Ec. 45}$$

$$\beta = s/t \text{ (lado mayor a lado menor de columna)}$$

o también:

$$v \text{ admisible} = \Phi * 1.1 \sqrt{f_c}, \Phi = 0.85 \dots \text{Norma ACI 318} \dots \text{Ec. 46}$$

El que sea menor.

"d2" se obtiene al igualar las expresiones

$$(A) = (B)$$

$$q_u * [A * B - (s+d) * (t + d)] / [2d * (s + t + 2 * d)] = \Phi * 0.27(2 + 4/\beta) \sqrt{f_c}$$

$$\text{ó } \Phi * 1.1 \sqrt{f_c} \dots \text{Ec. 47}$$

Se recomienda tener cuidado con las unidades:

$$[A] = \text{ton/m}^2$$

$$[B] = \text{kg/cm}^2$$

j. Cálculo del Esfuerzo Cortante por Flexión

El esfuerzo cortante por flexión (o cortante unidireccional), se verifica a la distancia "d" de la cara de la columna:

Foto 7: Falla por Cortante.

Imagen 50: Elementos para el cálculo de la resistencia al cortante por flexión.

En el eje x:

$$v_{act} = q_u \cdot A \cdot (m - d) / (A \cdot d) \dots \text{Ec. 48}$$

En el eje y:

$$v_{act} = q_u \cdot B \cdot (m - d) / (B \cdot d) \dots \text{Ec. 49}$$

El que debe ser menor o igual al esfuerzo admisible del concreto al cortante:

$$v_{adm} = \Phi \cdot 0.53 \sqrt{f_c} \dots \text{Ec.50}$$

$$\Phi = 0.85$$

Entonces d3 se obtiene de:

$$q_u \cdot (m - d) / d = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{f_c} \dots \text{Ec.51}$$

De los d1, d2 y d3 hallados se escoge el mayor.

fa

Si $d_m = \text{máximo } (d_1, d_2, d_3)$

$$H = d_m + d_b''/2 + \text{recubrimiento} \dots \text{Ec.52}$$

k. Verificación por aplastamiento

El Código del ACI, especifica que el esfuerzo de aplastamiento actuante f_a , sea menor que el esfuerzo de aplastamiento resistente f'_{au} :

$$f_a \leq \phi f'_{au} \dots \text{Ec.53}$$

Esfuerzo de aplastamiento actuante, en la base de la columna:

$$f_a = P_u / A_1 \dots \text{Ec. 54}$$

Esfuerzo de aplastamiento resistente:

$$f'_{au} = \phi \sqrt{A_2 A_1} (0.85 f'_c) \dots (a) \dots \text{Ec. 55}$$

$$f'_{au} = \phi \cdot 2 (0.85 f'_c) \dots (b) \dots \text{Ec. 56}$$

$$\phi = 0.65$$

f'_{au} el que sea menor de los dos: (a) y (b).

f'_c = resistencia del concreto de la zapata.

A_1 y A_2 se obtienen tal como se muestra en la imagen adjunta:

.Imagen 51: Vista en Planta (Zapata Aislada)

Imagen 52: Vista en Elevación (Zapata Aislada).

En la Imagen 48 se muestra la manera de obtener las superficies A1 y A2. Ambas secciones deben ser geoméricamente concéntricas en planta.

Cuando no se cumple que:

$$f_a \leq \phi f_a \dots \text{Ec.57}$$

Se deben colocar varillas denominadas espigas o bastones como se muestra:

Imagen 53: Colocación de espigas o bastones, para evitar la falla por aplastamiento.

El área de espigas se obtiene de la siguiente manera:

$$A_{sd} = DF / (f * f_y) \dots Ec. 58$$

$$DF = (f_a - f_{au}) A_1 \dots Ec. 59$$

$f = 0.65$ para arranques en compresión

$f = 0.90$ para arranques en tracción

Acero mínimo de bastones:

$$A_{sd} \geq 0.005 A_1$$

l. Cálculo del acero:

El acero por flexión se calcula, con el momento producido por la reacción del terreno en la cara de la columna:

En el eje x:

$$M_u = (q_u/2) * m^2 * B \dots Ec. 60$$

En el eje y:

$$M_u = (q_u/2) * m^2 * A \dots Ec. 61$$

Hay aplicar las fórmulas del acero, o usar la gráfica dada al final:

$$A_s = M_u / (0.9 * f_y * (d - a/2)) \dots Ec. 62$$

$$a = A_s f_y / (0.85 * f_c * B) \dots Ec. 63$$

Foto 8: Falla por Flexión de zapata

Imagen 50 Momento último de diseño, idealizado la zapata, como elemento en voladizo.

m. Cuantía mínima de acero por flexión. -

El A_s encontrado debe ser mayor o igual al A_s mínimo:

$$-\rho_{\min} = 0.7 \sqrt{f_c} / f_y$$

Pero no menor que:

$$-\rho_{\min} = 14 / f_y$$

A pesar de que la cuantía mínima en losas es 0.0018, se usa la cuantía mínima de elementos en flexión, considerando que la zapata, va a estar sometida a esfuerzos mayores que los producidos por cambios de retracción y temperatura, tales como cortante punzonante y cortante por flexión, los cuales son muy altos.

Con el área de acero hallado se calcula el Número de varillas:

$$N_v = A_s / A_b \dots \text{Ec. 64}$$

A_b = área de la varilla a usar

A_b (cm²) Varilla a usar

0.71 Nro. 3 (3/8")

1.29 Nro. 4 (1/2")

2.00 Nro. 5 (5/8")

2.84 Nro. 6 (3/4")

3.87 Nro. 7 (7/8")

5.10 Nro. 8 (1")

Con el Número de varillas calculado se calcula la separación (s) de varillas:

En una zapata se cumple que:

$$\text{Número de separaciones (Ns)} = \text{Número de varillas} - 1 (N_v); N_s = N_v - 1$$

Por tanto, la longitud B de la zapata es:

$$(N_v - 1) * s + 2r + d_b = B$$

$$s = (B - 2 \text{ recub.} - d_b) / (N_v - 1) \dots \text{Ec.65}$$

Imagen 55: Esquemas de zapata, para determinar la separación de varillas

$B =$

longitud de zapata

d_b = diámetro de la varilla usada

recubrimiento = 7 cm

N_{var} = número de varillas usadas

El acero a usar se detalla de la siguiente manera:

Se usará: 1 f (Varilla) @ s(separación)

Imagen 56: Detalle en Planta de los aceros en una zapata una vez calculados.

4 MODELACIÓN, ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PROYECTADA

4.1 Generalidades:

La presente tesis describe el desarrollo del proyecto que lleva por nombre “LOCAL COMERCIAL LOS NISPEROS”, en la mencionada especialidad (Estructuras) y que servirá de marco general para su posterior ejecución.

El proyecto ha sido desarrollado tomando en cuenta las dimensiones del terreno, de propiedad de la ASOCIACION DE COMERCIANTES LOS NISPEROS 2011, sito en:

Mz. : A

Lote : 16-17 Asoc. De Vivienda Los Nísperos (primera etapa)

Distrito : SAN MARTIN DE PORRES

Provincia : LIMA

Región : LIMA

Características del Terreno

Área : 400.03 metros cuadrados

Perímetro : 80.30 metros lineales

Linderos

Por el Frente : Con la Av. Carlos Izaguirre con 20.00 metros lineales.

Por el Fondo : Con prop. De terceros, con 20.00 metros lineales.

Por la Derecha : Con prop. De terceros, con 20.15 metros lineales.

Por la Izquierda : Con la Av. Santa Rosa 20.15 metros lineales.

Normatividad

Para el planteamiento del diseño se ha tenido en cuenta el entorno, el RNE, los requerimientos del municipio, y la edificación existente.

Programación de Áreas

El proyecto se desarrolla en 2 niveles, en los que se distribuirán los locales de comercio y las zonas de servicio. Las áreas se desarrollan de la siguiente manera:

Primer Piso.

- Locales comerciales 41 (4.00m ² c/u)	164.00 m ²
- Servicios Higiénicos	3.42 m ²
- Escaleras (1)	23.87 m ² .
- Circulación	173.60 m ² .
- Volados	16.11 m ² .
Total Área techada 1° Piso:	381.00 m ² .

Segundo Piso

- Locales comerciales 41 (4.00m ² c/u)	164.00 m ²
- Locales comerciales 1 de	8.50 m ²
- Locales comerciales 1 de	10.00 m ²
- Servicios Higiénicos	17.95 m ²
- Escaleras (1)	23.87 m ² .
- Administración y santo	15.35m ² .
- Circulación	179.33 m ² .
Total Área techada 2° Piso:	381.00 m ²

Arquitectura Existente: Consta de 41 puestos comerciales de aproximadamente 4m² de área, una escalera, un ascensor y servicios higiénicos.

Imagen 57 Arquitectura Existente Planta Típica Centro Comercial Los Nísperos.

Estructura Existente: Consta de un cimiento corrido perimetral de 0.60 m de espesor, 25 zapatas de 1.40 m x 1.40 m de área en contacto con el terreno, 25 columnas de 0.40 m x 0.40 m, una placa en U de 0.20 m de espesor, vigas peraltadas de 0.40 m x 0.60 m, vigas chatas de 0.25 m x 0.25 m y losa aligera de 0.20 m de espesor.

Imagen 58 Vista en Planta de las Cimentaciones del Centro Comercial “Los Nísperos”

Imagen 59 Vista en Planta de Aligerado Primer Piso Centro Comercial “Los Nísperos”

4.2 Modelación de la edificación proyectada:

La edificación existente y proyectada se modeló en ETABS 2015, basado en los planos estructurales existentes que fueron proporcionados por la Asociación del Centro Comercial “Los Nísperos”, este modelo es utilizado para representar lo construido y poder proyectar los 3 niveles superiores. El análisis de estos escenarios se mostrará en el capítulo 4.3 de la presente tesis.

Para poder modelar la estructura, se la dividió en pórticos asignando a cada pórtico las dimensiones de sus elementos y las cargas a las cuales está sometida. Es necesario precisar que para tomar en cuenta las deformaciones por cortante en ETABS, se hace uso de elementos cáscara “Shell” con la opción de placa gruesa “Thick Plate”.

Se consideró a los muros estructurales como placa gruesa debido a que la relación entre el ancho del muro con su espesor es menor a 20 por tal razón la deformación a corte no se puede despreciar en comparación con la deformación a flexión. A los muros se los asignó como elementos “Pier” por qué trabajan como columna y con esta asignación el programa ETABS integra las fuerzas de cada uno de los elementos de área que lo conforman y genera diagramas de esfuerzo Axial Contante y Momento.³⁶

³⁶ Hernández E. (2008)

A continuación, se presenta el modelamiento de la estructura existente a ser analizada bajo las nuevas exigencias de la Norma E.030 y sus requerimientos ante la ampliación solicitada.

Modelación de la superestructura Existente de 2 Niveles.

Imagen 60: Vista en Planta de Modelación de Superestructura Existente de 2 Niveles del Centro Comercial “Los Nísperos”.

Imagen 61: Vista en 3D Modelación de Superestructura Proyectada de 2-5 Niveles. (Sin Reforzamiento) del Centro Comercial “Los Nísperos”.

Modelación de la superestructura proyectada de 2 – 5 Niveles. (Sin reforzamiento)

Imagen 62: Vista en Planta de Modelación de Superestructura Existente de 2 Niveles del Centro Comercial "Los Nísperos".

Imagen 63: Vista en 3D Modelación de Superestructura Proyectada de 2-5 Niveles. (Sin Reforzamiento) del Centro Comercial "Los Nísperos"

Modelación de la superestructura proyectada de 2 – 5 Niveles. (Con reforzamiento)

Debido a la existencia de irregularidades encontradas al momento de realizar la proyección de la ampliación a 5 pisos, detalladas en el capítulo 4.3 del presente documento, se optó por reforzar la estructura con 6 muros de diseño como se muestran en la imagen 48.

Imagen 64 Vista en Planta de Modelación de Superestructura Proyectada de 2-5 Niveles. (Con Reforzamiento) del Centro Comercial “Los Nísperos”.

Imagen 65 Vista en 3D Modelación de Superestructura Proyectada de 2-5 Niveles. (Con Reforzamiento) del Centro Comercial “Los Nísperos”.

En el diseño sismorresistente se esperan deformaciones dentro del rango no lineal, por tal razón se realizó una distribución en planta de manera simétrica, con la finalidad de que no se altere el centro de rigidez de la estructura y evitar problemas de torsión. De proyectarse pocos muros en una misma zona en lugar de distribuirlos, las demandas de ductilidad resultarán excesivas ocasionando la pérdida de resistencia.³⁷

A continuación, se describe los aspectos más importantes tomados en consideración para el diseño de los muros de corte:

- Para que tengan una buena ductilidad el refuerzo a flexión se lo concentro en los extremos de los muros (cabezales)
- En los cabezales se concentró los estribos cerrados a manera de columnas, para poder confinar el concreto y reducir el efecto pandeo del refuerzo a flexión. Es necesario mencionar que para los estribos en los estribos en los cabezales, se proyectó como armadura transversal por confinamiento para que de esta manera se evite perder la ductilidad cuando el acero llegue a tener deformaciones de endurecimiento.
- Para el refuerzo de flexión (longitudinal) en la pantalla se considera poner armadura mínima y el refuerzo transversal de la misma se realizó de acuerdo al ACI 318S-05 (Cap 11.10).

4.3 Análisis estático y dinámico de la estructura Proyectada:

Determinación de las acciones sísmicas con la Normas técnicas Peruana E.030 2016

Las acciones sísmicas para el diseño estructural dependen de la zona sísmica (Z), del perfil de suelo (S, Tp y TL), del uso de la edificación (U), del sistema sismorresistente (R) y las características dinámicas de la edificación (T, C) y de su peso (P).

Etapas 1: Peligro sísmico

Los pasos de esta etapa dependen solamente del lugar y las características del terreno de fundación del proyecto. No dependen de las características del edificio.

- Paso 1 Factor de Zona “Z”:

³⁷ Caiza y Padilla (2007)

Determinar la zona sísmica donde se encuentra el proyecto en base al mapa de zonificación sísmica o la tabla de provincias y distritos. Determinar el factor de Zona (Z) de acuerdo a la Tabla N°1.

Mapa 1 Zonas Sísmica del Perú Fuente NTP E.030.

Tabla 1 Factores de Zona “Z” Fuente NTP E.030

Tabla N°1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

- Paso 2 Perfil del suelo:

De acuerdo a los resultados del estudio de mecánica de suelos (EMS) se determina el tipo de perfil de suelo. Donde se definen 5 perfiles de suelo. La clasificación se debe hacer en base a los parámetros indicados en la Tabla N°2, considerando promedios para los estratos de los primeros 30 metros, el profesional responsable

del EMS determinara el tipo de perfil de suelo sobre la base de las condiciones geotécnicas conocidas.³⁸

Tabla 2 Clasificación de los perfiles del suelo Fuente NTP E.030técnicas conocidas.

Tabla N°2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	V _s	N ₆₀	S _u
S ₀	>1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	>50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 KPa
S ₃	<180 m/s	<15	25 KPa a 50 KPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

- Paso 3 Parámetros de sitio “S, Tp y TL”:

El factor de amplificación del suelo se obtiene Tabla N°3 y depende de la zona sísmica y el tipo de perfil de suelo. Los periodos Tp y TL se obtienen de la tabla N°4 y solo dependen del tipo de perfil de suelo.

Tabla 3 Factor de Suelo “S” Fuente NTP E.030

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

³⁸ (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016)

Tabla 4 Periodos T_p y T_L Fuente NTP E.030

Tabla N°4 PERIODOS " T_p " Y " T_L "				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_p (S)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (S)	3.0	2.5	2.0	1.6

- Paso 4 construir la función factor de amplificación Sísmica " C " versus el Periodo.

Depende de los parámetros de sitio T_p y T_L . Se definen tramos, periodos cortos intermedios y largos, y se aplica para cada tramo las expresiones de este numeral.³⁹

Etapas 2: Caracterización del edificio

- Paso 5 Categoría de la edificación y el factor de uso " U ".

³⁹ (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016)

La categoría y el factor de uso (U) se obtienen de la Tabla N° 5.

Tabla. 5 categoría de las edificaciones y factor “U” Fuente: NTP E0.30

Tabla N 05		
Categoría de las Edificaciones y Factor "U"		
Categoría	Descripción	Factor U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver Nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1.5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares	Ver Nota 2

- Paso 6 Sistema Estructural.

Se determina el sistema estructural de acuerdo al reglamento NTP 0.30 2016. En la tabla N° 6 se definen los sistemas estructurales permitidos de acuerdo a la categoría de la edificación y a la zona sísmica en la que se encuentra.

Tabla. 6 categoría y sistemas estructurales de las edificaciones Fuente: NTP E0.30

Table N° 6		
Categoría y Sistemas Estructural de las Edificaciones		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A 1	4 y 3	Análisis Sísmico con cualquier sistema estructural
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF
		Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 Y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF.
		Estructuras de concreto: Sistema Dual,
		Muros de Concreto Armado
		Albañilería Armada o Confinada.
B	4, 3 Y 2	Cualquier sistema.
		Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF.
		Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado.
		Albañilería Armada o Confinada.
	1	Estructuras de madera
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

- Paso 7 Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas “Ro”.

De la tabla N° 7 se obtiene el valor del coeficiente “Ro”, depende únicamente del sistema estructural.

Tabla. 7 sistemas estructurales Fuente: NTP E0.30

Tabla N° 07	
Sistemas Estructurales	
Sistema Estructural	Coficiente Basico de Reducción Ro
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
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 (Por esfuerzos admisibles)	7

- Paso 8 Factores de Irregularidad Ia y Ip.

El factor Ia se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 8 correspondiente a las irregularidades existentes en altura. El factor Ip se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 9 correspondiente a las irregularidades existentes en planta.

En la mayoría de los casos se puede determinar si una estructura es regular o irregular a partir de su configuración estructural, pero en los casos de Irregularidad de Rigidez e Irregularidad Torsional se debe comprobar con los resultados del análisis sísmico según se indica en la descripción de dichas irregularidades.⁴⁰

⁴⁰ (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016)

Tabla. 8 irregularidades estructurales en Altura Fuente: NTP E0.30

Tabla N°08	
Irregularidades Estructurales en Altura	Factor de Irregularidad Ia
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0.75
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la existencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0.5
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.9

Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0.9
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.	0.8

Tabla. 9 Irregularidades estructurales en Planta Fuente: NTP E0.30

Tabla N°9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidades I_p
Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0.75
Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{CM}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0.60
Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	0.90
	0.85

<p>Discontinuidad del Diafragma</p> <p>La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	
<p>Sistemas no Paralelos</p> <p>Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.</p>	0.80

- Paso 9 Restricciones a la irregularidad.

Verificar las restricciones a la irregularidad de acuerdo a la categoría y zona de la edificación en la Tabla N° 10. Modificar la estructuración en caso que no se cumplan las restricciones de esta Tabla.

Tabla 10 Categoría y regularidad de las edificaciones

Tabla N°10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4,3 y 2	No se permiten Irregularidades
		No se permiten Irregularidades Extremas
B	4,3 Y 2	No se permiten Irregularidades extremas
	1	Sin Restricciones
C	4 y 3	No se permiten Irregularidades extremas
	2	No se permiten Irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin Restricciones

Paso10 Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica “R”.

Se determina $R = R_o * I_a * I_p$

Etapas 3: Análisis Estructural

En esta etapa se desarrolla el análisis estructural. Se sugieren criterios para la elaboración del modelo matemático de la estructura, se indica cómo se debe calcular el peso de la edificación y se definen los procedimientos de análisis.⁴¹

- Paso 11 Modelos de Análisis.

Desarrollar el modelo matemático de la estructura. Para estructuras de concreto armado y albañilería considerar las propiedades de las secciones brutas ignorando la figuración y el refuerzo.

- Paso 12 Estimación del Peso “P”:

Se determina el peso (P) para el cálculo de la sísmica adicionando a la carga permanente total un porcentaje de la carga viva que depende del uso y la categoría de la edificación, definido de acuerdo a lo indicado en este numeral.

- Paso 13 Procedimiento de análisis sísmico.

Se definen los procedimientos de análisis considerados en esta norma, que son análisis Estático y Dinámico Modal Espectral.

- Paso 13 “A” Análisis estático.

Este procedimiento solo es aplicable a las estructuras que cumplen lo indicado numeral 4.5.1 de la NTP E0.30.

El análisis estático tiene los siguientes pasos:

Calcular la fuerza cortante en la base $V = (Z * U * C * S / R) * P$ para cada dirección de análisis.

Para determinar el Valor de C se debe estimar el periodo fundamental de vibración de la estructura (T) en cada dirección de análisis.

⁴¹ (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016)

Determinar la distribución en la altura de la fuerza sísmica de cada dirección.

Aplicar las fuerzas obtenidas en el centro de masas de cada piso. Además se deberá considerar el momento torsor accidental.

- Paso 13 “B” Análisis Dinámico.

Si se elige o es un requerimiento desarrollar un análisis dinámico modal espectral se debe:

Determinar los modos de vibración de y sus correspondientes periodos naturales y masas participantes mediante análisis dinámico del modelo matemático.

Calcular el espectro inelástico de pseudo aceleraciones $S_a = (Z * U * C * S / R) * g$ para cada dirección de análisis .

Considerar excentricidad accidental.

Determinar todos los resultados de fuerzas y desplazamientos para cada modo de vibración

Determinar la respuesta máxima esperada correspondiente al efecto conjunto de modos considerados.

Se deben escalar todos los resultados obtenidos para fuerzas, considerando un cortante mínimo en el primer entrepiso que será un porcentaje del cortante calculado para el método estático. No se escalan los resultados para desplazamientos.

Considerar fuerzas sísmicas verticales usando un espectro con valores iguales a 2/3 del espectro más crítico para las direcciones horizontales, para los elementos que sea necesario.⁴²

Etap 4: Validación de estructura.

De acuerdo a los resultados del análisis se determinará si la estructura planteada es válida, para lo cual debe cumplir con los requisitos de regularidad y rigidez indicados en este capítulo.

- Paso 14 Revisión de la hipótesis de Análisis.

⁴² (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016)

Con los resultados de los análisis se revisaran los factores de irregularidad aplicados en el paso 8. En base a estos se verificará si los valores de R se mantienen o deben ser modificados en caso de haberse empleado el procedimiento de análisis estático deberá verificarse lo señalado en el numeral 4.5.1 de la NTP E.030. Para el caso del centro comercial a analizar se observa que la estructura presenta irregularidades, pero no extremas por lo cual es viable su reforzamiento.

- Paso 15 Restricciones a la Irregularidad.

Verificar las restricciones a la irregularidad de acuerdo a la categoría y zona de la edificación en la Tabla N° 10. De existir irregularidades o irregularidades extremas en edificaciones en las que no están permitidas según esa Tabla, se debe modificar la estructuración y repetir el análisis hasta lograr un resultado satisfactorio. Para el análisis de la presente tesis la cual se basa en la ampliación de un centro comercial en una zona 4, no se permitirán irregularidades extremas.

- 17 paso Distorsión Admisible.

Verificar que la distorsión máxima de entrepiso que se obtiene en la estructura con los desplazamientos calculados en el paso anterior sea menor que lo indicado en la Tabla 11. De no cumplir se debe revisar la estructuración y repetir el análisis hasta cumplir con el requerimiento.

- Paso 18 Separación entre edificios.

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia no será menor que los $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$S=0.006h \geq 0.03m$$

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s .

Resultados:

Análisis Estático de la superestructura proyectada (Sin reforzamiento) :

Etapas 1: Peligro Sísmico

- Paso 1 – Factor de Zona “Z”

Zonificación: Zona 4 – $Z=0.45$

- Paso 2 – Perfil del Suelo

Perfil de Suelo: Suelos Intermedios – S2

- Paso 3 - Parámetros de sitio “S , Tp y TL”:

Factor “S”: 1.05

T Campo: 0.39

Tp (s): 0.60

TL (s): 2

- Paso 4 - construir la función factor de amplificación Sísmica “C” versus el Periodo T.

Factor de amplificación Sísmica: $C=2.5$

Etapla 2: Caracterización del edificio

- Paso 5 Categoría de la edificación y el factor de uso “U”.

Edificaciones Importantes – Categoría B

Factor de Uso $U = 1.3$

- Paso 6 Sistema Estructura

Sistema Estructural; Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras – Dual

A2

- Paso 7 Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas “Ro”.

Dual - $R_o = 7$

- Paso 8 Factores de Irregularidad $I_a - I_p$

▪ Análisis de Irregularidades por Piso Blando

PISO BLANDO											
Story	Load	Direction	Drift	PISO BLANDO		Story	Load	Direction	Drift	PISO BLANDO	
Story5	Sx	X	0.001577			Story5	Sy	Y	0.001207		
Story4	Sx	X	0.002113	Regular		Story4	Sy	Y	0.001885	Irregular	
Story3	Sx	X	0.002477	Regular		Story3	Sy	Y	0.002426	Regular	
Story2	Sx	X	0.002648	Regular	Irregular	Story2	Sy	Y	0.002883	Regular	Irregular
Story1	Sx	X	0.00419	Irregular	Irregular	Story1	Sy	Y	0.005205	Irregular	Irregular

▪ Análisis de Irregularidades por Piso Débil

PISO DEBIL									
Story	Load Case/Combo	Location	VX		Story	Load Case/Comb	Location	VY	
			tonf					tonf	
Story5	Sx	Top	171.3443		Story5	Sy	Top	116.5142	
Story4	Sx	Top	329.9671	Regular	Story4	Sy	Top	224.3776	Regular
Story3	Sx	Top	448.9341	Regular	Story3	Sy	Top	305.2752	Regular
Story2	Sx	Top	528.2454	Regular	Story2	Sy	Top	359.2069	Regular
Story1	Sx	Top	567.9011	Regular	Story1	Sy	Top	386.1728	Regular

▪ Análisis de Irregularidades por Masa

MASA				
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	
Story5	D5	46.89768	46.89768	
Story4	D4	53.84372	53.84372	Regular
Story3	D3	53.84372	53.84372	Regular
Story2	D2	53.84372	53.84372	Regular
Story1	D1	53.84372	53.84372	Regular

▪ Análisis de Irregularidades Torsional

TORCIONAL									
Piso	H	Desp max	desp min	Desp Rel max	DESP CM	DESP REL CM	50%DESP MAX	COND 1	COND 2
5	17.5	0.045497	0.001204	0.005515	0.031887			REGULAR	REGULAR
4	14	0.039982	0.000953	0.007395	0.025992			REGULAR	REGULAR
3	10.5	0.032587	0.000633	0.008669	0.019739			REGULAR	REGULAR
2	7	0.023918	0.000301	0.009253	0.013096			REGULAR	REGULAR
1	3.5	0.014665	0.000122	0.014665	0.006851			IRREGULAR	IRREGULAR

De acuerdo a los resultados obtenidos los coeficientes de Irregularidad en Planta e Irregularidad en Altura son los siguientes:

$$I_a = 0.75$$

$$I_p = 0.75$$

▪ Paso 9 – Restricción a la Irregularidad

De acuerdo a lo observado en el Paso 8, la estructura presenta irregularidad extrema torsional. No obstante, la normativa indica que para Categorías de Edificación Tipo B en una Zonificación de orden 4 no se permiten irregularidades extremas.

- Paso 10 – Coeficiente de Reducción de la fuerza sísmica “R”

$$R = R_o * I_a * I_p = 3.94$$

Etapas 3: Análisis Estructural

$$ZUCS/R = 0.2194$$

$$\text{Requerimiento: } C_r = 0.357143$$

Masa Participativa

Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	99.38
Modal	Acceleration	UY	100	99.63

Case	Mode	Period	UX	UY
		sec		
Modal	1	0.896	0.1447	0.4796
Modal	2	0.51	0.6182	0.1054

K basal de acuerdo a los nuevos periodos:

		k
ZUCS/RX	0.219375	1
ZUCS/RY	0.149175	1.198

Cortante en la Base por Placas

	Placa	%
Sx	218.00	38.39%
Sy	177.15	45.87%

Load Case/Combo	FX	FY
	tonf	tonf
Sx	-567.901	0
Sy	0	-386.173

Modelo Dinámico

Cortante

Load Case/Combo	FX	FY
	tonf	tonf
ESTATICO		
Sx	-567.9011	0
Sy	0	-386.1728
DINAMICO		
Sismo xx Max	614.259	300.1522
Sismo yy Max	300.1522	417.5549

FADX	-0.8321
FADY	-0.8324

Desplazamiento – Máximo Desplazamiento = 12.25mm

Desplazamiento máximo en X	14.191	no cumple
Desplazamiento maximo en Y	23.636	no cumple

Derivas – Máxima Deriva = 0.007

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift Estático	Drift Dinámico	
Story5	RX Max	X	0.00192	0.00805	No cumple
Story4	RX Max	X	0.00202	0.00850	No cumple
Story3	RX Max	X	0.00197	0.00829	No cumple
Story2	RX Max	X	0.00184	0.00772	No cumple
Story1	RX Max	X	0.00323	0.01355	No cumple

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift Estático	Drift Dinámico	
Story5	RY Max	Y	0.00120	0.00504	Cumple
Story4	RY Max	Y	0.00194	0.00813	No cumple
Story3	RY Max	Y	0.00255	0.01072	No cumple
Story2	RY Max	Y	0.00322	0.01352	No cumple
Story1	RY Max	Y	0.00648	0.02722	No cumple

La estructura proyectada a 5 pisos sin reforzamiento presenta problemas de irregularidad extrema, presenta desplazamientos y derivas mayores a lo permitido en la normativa E.030. En tal sentido, es necesario realizar el reforzamiento de la superestructura.

- Análisis Estático de la superestructura proyectada (Con reforzamiento) :

Etapas 1: Peligro Sísmico

- Paso 1 – Factor de Zona “Z”

Zonificación: Zona 4 – Z=0.45

- Paso 2 – Perfil del Suelo

Perfil de Suelo: Suelos Intermedios – S2

- Paso 3 - Parámetros de sitio “S , Tp y TL”:

Factor “S”: 1.05

T Campo: 0.39

Tp (s): 0.60

Tl (s): 2

- Paso 4 - construir la función factor de amplificación Sísmica “C” versus el Periodo T.

Factor de amplificación Sísmica: $C=2.5$

Etapas 2: Caracterización del edificio

- Paso 5 Categoría de la edificación y el factor de uso “U”.

Edificaciones Importantes – Categoría B

Factor de Uso $U= 1.3$

- Paso 6 Sistema Estructura

Sistema Estructural: Muros Estructurales

A2

- Paso 7 Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas “Ro”.

Muros Estructurales - Ro = 6

- Paso 8 Factores de Irregularidad Ia – Ip

■ Análisis de Irregularidades por Piso Blando

PISO BLANDO											
Story	Load	Direction	Drift	PISO BLANDO		Story	Load	Direction	Drift	PISO BLANDO	
Story5	Sx	X	0.000426			Story5	Sy	Y	0.001179		
Story4	Sx	X	0.000448	Regular		Story4	Sy	Y	0.001273	Regular	
Story3	Sx	X	0.000429	Regular		Story3	Sy	Y	0.001253	Regular	
Story2	Sx	X	0.000356	Regular	Regular	Story2	Sy	Y	0.001064	Regular	Regular
Story1	Sx	X	0.000221	Regular	Regular	Story1	Sy	Y	0.000695	Regular	Regular

■ Análisis de Irregularidades por Piso Débil

PISO DEBIL									
Story	Load Case/Combo	Location	VX tonf		Story	Load Case/Comb	Location	VY tonf	
Story5	Sx	Top	216.3072		Story5	Sy	Top	216.3072	
Story4	Sx	Top	426.7906	Regular	Story4	Sy	Top	426.7906	Regular
Story3	Sx	Top	584.6531	Regular	Story3	Sy	Top	584.6531	Regular
Story2	Sx	Top	689.8948	Regular	Story2	Sy	Top	689.8948	Regular
Story1	Sx	Top	742.5156	Regular	Story1	Sy	Top	742.5156	Regular

- Análisis de Irregularidades por Masa

MASA				
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	
	m	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	
Story5	D5	50.43765	50.43765	
Story4	D4	60.92365	60.92365	Regular
Story3	D3	60.92365	60.92365	Regular
Story2	D2	60.92365	60.92365	Regular
Story1	D1	60.92365	60.92365	Regular

- Análisis de Irregularidades Torsional

TORCIONAL										
Piso	H	Desp max	desp min	Desp Rel max	Desp Rel min	DESP CM	DESP REL CM	50%DESPL MAX	COND 1	COND 2
5	17.5	0.00657	-0.00004	0.00149	-0.00001	0.00595	0.00140	0.061	REGULAR	REGULAR
4	14	0.00509	-0.00004	0.00157	-0.00001	0.00456	0.00143	0.049	REGULAR	REGULAR
3	10.5	0.00352	-0.00003	0.00150	-0.00001	0.00313	0.00136	0.037	REGULAR	REGULAR
2	7	0.00201	-0.00002	0.00124	-0.00001	0.00176	0.00111	0.025	REGULAR	REGULAR
1	3.5	0.00077	-0.00001	0.00077	-0.00001	0.00065	0.00065	0.012	REGULAR	REGULAR

De acuerdo a los resultados obtenidos los coeficientes de Irregularidad en Planta e Irregularidad en Altura son los siguientes:

- $I_a = 1$
- $I_p = 1$
-

Paso 9 – Restricción a la Irregularidad

- De acuerdo a lo observado en el Paso 8, la estructura no presenta irregularidad extrema en ninguna de los análisis realizados.

Paso 10 – Coeficiente de Reducción de la fuerza sísmica “R”

- $R = R_o * I_a * I_p = 6$

Etapas 3: Análisis Estructural

- $ZUCS/R = 0.2559$
- Requerimiento: $C_r = 0.41667$
- Masa Participativa

__ Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	99.98	97.86
Modal	Acceleration	UY	100	99.04

Case	Mode	Period	UX	UY
		sec		
Modal	1	0.455	0.0033	0.4844
Modal	2	0.352	0.7238	0.0041

K basal de acuerdo a los nuevos periodos

		k
ZUCS/RX	0.255938	1
ZUCS/RX	0.255938	1

Cortante en la Base por Placas

	Placa	%
Sx	508.5271	98.02%
Sy	493.8874	95.20%

Load Case/Combo	FX	FY
	tonf	tonf
Sx	-518.815	0
Sy	0	-518.815

Modelo Dinámico

Cortante

ad Case/Combo	FX	FY
	tonf	tonf
ESTATICO		
Sx	-742.5153	0
Sy	0	-742.5153
DINAMICO		
Sismo xx Max	753.4503	27.2042
Sismo yy Max	27.2042	673.8843

FADX	-0.8869
FADY	-0.9917

Desplazamiento – Máximo Desplazamiento = 12.25mm

Desplazamiento máximo en X	2.73	cumple
Desplazamiento máximo en Y	9.81	cumple

Derivas – Máxima Deriva = 0.007

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift Estático	Drift Dinámico	
Story5	RX Max	X	0.00095	0.004275	Cumple
Story4	RX Max	X	0.000969	0.0043605	Cumple
Story3	RX Max	X	0.000902	0.004059	Cumple
Story2	RX Max	X	0.000708	0.003186	Cumple
Story1	RX Max	X	0.000389	0.0017505	Cumple

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift Estático	Drift Dinámico	
Story5	RY Max	Y	0.001368	0.006156	Cumple
Story4	RY Max	Y	0.001472	0.006624	Cumple
Story3	RY Max	Y	0.001432	0.006444	Cumple
Story2	RY Max	Y	0.001202	0.005409	Cumple
Story1	RY Max	Y	0.00078	0.00351	Cumple

Etapas 4: Validación de estructura.

De acuerdo a los resultados del análisis se determinará si la estructura planteada es válida, para lo cual debe cumplir con los requisitos de regularidad y rigidez indicados en este capítulo.

▪ Paso 14 Revisión de la hipótesis de Análisis.

Del análisis realizado a la estructura matriz se observó que al momento de realizar la ampliación de pisos esta presentaría irregularidades y desplazamientos mayores a los permitidos. En tal sentido, se realizó en el análisis incluyendo muros estructurales en los ejes exteriores del centro comercial. De esta manera, la estructura proyectada no presenta irregularidades ni derivas mayores a 0.007.

- Paso 15 Restricciones a la Irregularidad.

De acuerdo a lo observado en el Paso 8, la estructura no presenta irregularidad extrema en ninguna de los análisis realizados.

- 17 Paso Distorsión Admisible.

De acuerdo a lo señalado en el Artículo 16 (16.4) el máximo desplazamiento relativo de entrepiso no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso para estructuras de concreto armado ($\Delta_i/h_{ei} = 0.007$). En tal sentido, se indica que del análisis realizado en la Etapa 3 de la estructura reforzada, la edificación presenta distorsiones menores a la admisible.

- Paso 18 Separación entre edificios.

De acuerdo a lo verificado in situ, el Centro Comercial a desarrollar en la presente tesis colinda con dos propiedades en las cuales cumple con los requerimientos de la norma presente. No obstante, se precisa que, conforme a lo establecido por los Norma E.030 y las características del proyecto la junta de separación sísmica corresponde a 10.5cm, dato calculado con la siguiente fórmula.

$$s=0.006h>0.03m \text{ (h y s en m)}$$

La estructura reforzada cumple con los desplazamientos permitidos por la norma E 0.30 2016, con la información resultante del reforzamiento de la superestructura se procede a analizar las nuevas solicitaciones de carga distribuidas en las cimentaciones existente. Para obtener el comportamiento y los requerimientos de la cimentación existente se procedió a realizar un análisis de elementos finitos (FEM) mediante la herramienta SAFE.

A continuación, se indican las consideraciones de análisis de las cimentaciones de acuerdo al estudio de mecánica de suelos realizado a las inspecciones:

Calicata N°01 - De 0.00-2.00M.

Se presenta el estrato de sustentación constituido por gravas pobremente gradadas, gravas tipo canto rodado 1/2” á 2 1/2” y bolonería aislada de hasta 12” cuyo volumen es del 80% del volumen total, del suelo. Las arenas envolventes tienen granulometría media, variando su densidad de semidenso a denso con la profundidad, de color

plomizo oscuro y húmedo; clasificadas según SUCS como GP. Durante el proceso de excavación, el nivel freático no fue encontrado.

Calicata N°02 - De 0.00-2.00m.

Se presenta el estrato de sustentación constituido por gravas pobremente gradadas, gravas tipo canto rodado 1/2” a 2 1/2” y bolonería aislada de hasta 11” cuyo volumen es del 80% del volumen total. Las arenas envolventes tienen granulometría media, variando su densidad de semidenso a denso con la profundidad, de color plumizo oscuro y húmedas; clasificadas según SUCS como GP. Durante el proceso de excavación, el nivel freático no fue encontrado.

4.4 Análisis de los resultados de laboratorio

Del cuadro de propiedades índices y parámetros deducidos, del estrato de sustentación, las gravas arenosas, se observan los siguientes:

4.4.1 La proporción de vacíos (e) Tiene valores entre 0.360 y 0.365 es decir que el suelo presenta poca cantidad de vacíos, por lo tanto, a los niveles de cimentación se encuentran consistencias de medianamente densas a densas.

4.4.2 El grado de Saturación (Sr) Tiene valores entre 33.54% y 39.05% es decir que los suelos a los niveles de cimentación se encuentran húmedos.

4.4.3 La Porosidad (n) Tiene valores que varían entre 26.48% y 26.73% por lo que se ratifica que los terrenos se encuentran en estado de medianamente densos a densos.

4.4.4 La Densidad Relativa (DR) Tiene valores entre 53.12% y 58.12% lo que nos indica el estado medianamente densos de los suelos gravosos.

4.4.5 La Compacidad Relativa (CR), Tiene valores entre 53.06% y 58.12% ratificando el estado medianamente denso de los suelos gravosos.

4.4.6 El Coeficiente de Uniformidad (Cu) tiene valores mayores que 3, válidos para GW.

4.4.7 El Coeficiente de curvatura encuentran (Cc) tiene valores mayores de 3, no válidos para GW

4.5 Cálculo de la capacidad de carga

4.5.1 Parámetros e Hipótesis de Cálculo

- 4.5.1.1 Se trata de una cimentación sobre gravas pobremente gradadas en estado medianamente denso y húmedo.
- 4.5.1.2 El contenido de humedad de los materiales nos permite realizar las excavaciones, a tajo abierto.
- 4.5.1.3 El nivel freático no fue hallado, hasta la profundidad explorada.
- 4.5.1.4 La capacidad de carga, se ha determinado en base a la fórmula del Dr. Karl Terzaghi y Peck (1967) con los parámetros de Vesic (1971) que es:

$$q_a = \frac{ScCNc + S\gamma \frac{1}{2} \gamma BN\gamma + Sq \gamma DfNq}{FS}$$

En donde:

q_a = Capacidad Admisible del terreno (kg./cm²).

γ = Densidad húmeda natural del terreno. (2,050 kg./m³)

Df = Profundidad de desplante de la estructura variable. (-0.70m y -0.80m)

B = Ancho menor de Cimiento (m). (1.40m)

Nq = Factor unidimensional de capacidad de carga, dependiente del ancho y de la zona de empuje pasivo función del ángulo de fricción interna (ϕ), considera la influencia del peso del suelo.

$N\gamma$ = Factor adimensional de capacidad de carga debido a la presión de la sobrecarga (densidad de enterramiento). Función del ángulo de fricción interna. La sobrecarga se halla representada por el peso por unidad de área $\gamma * Df$, del suelo que rodea la zapata.

Si = Factores de Forma de la cimentación

C = Cohesión (Kg/cm²), es cero, para este caso de suelo granular

FS = Factor de seguridad, que toma en consideración lo siguiente:

- (a) Variaciones naturales en la resistencia al corte de los suelos.
- (b) Las incertidumbres que como es lógico, contienen los métodos o fórmulas para la determinación de la capacidad última del suelo.
- (c) Disminuciones locales menores que se producen en la capacidad de carga de los suelos colapsables, durante o después de la Construcción.
- (d) Excesivo asentamiento en suelos compresibles que haría fluir el suelo cuando éste, está próximo a la carga crítica o a la rotura por corte.

Por lo expuesto adoptaremos FS igual a 3 valor establecido para estructuras permanentes.

De los resultados de la toma de densidades de campo y su respectiva comparación con las densidades máximas y mínimas encontradas en el Laboratorio, se han calculado las densidades relativas de los suelos existentes a las profundidades de cimentación escogidas.

Dicho cálculo se ha efectuado mediante la fórmula:

$$Dr = \frac{\gamma_n - \gamma_{min}}{\gamma_{max} - \gamma_{min}} * \frac{\gamma_{max}}{\gamma_n} * 100$$

Donde:

Dr = Densidad relativa en %.

γ_n = Densidad Seca Natural (en campo).

$\gamma_{mín}$ = Densidad seca mínima (en laboratorio).

$\gamma_{máx}$ = Densidad seca máxima (en laboratorio).

Con el valor de la densidad relativa y el tipo de suelo podemos encontrar el ángulo de fricción interna ϕ y con él los factores de capacidad de carga.

Con la finalidad de asumir parámetros de cálculo que correspondan a las características inspeccionadas en el campo, presentamos a continuación una tabla de denominación de

arenas de acuerdo a su estado de compacidad y los correspondientes rangos de densidad relativa según Whitman y Lanbe y su correlación con la resistencia a la penetración estándar según Terzaghi y Peck (1948).

Tabla 11 Denominación de arenas según compacidad

DENOMINACIÓN	DENSIDAD RELATIVA DR (%)	PENETRACIÓN ESTÁNDAR N (Golpes/Pie).
Muy Suelta	0 – 15	0 - 4
Suelta	15 – 35	4 - 10
Mediana	35 – 65	10 - 30
Compacta	65 – 85	30 - 50
Muy Compacta	85 - 100	> 50

También es necesario tomar en cuenta que los granos angulosos encajan unos con otros más perfectamente que los redondeados y por esto las arenas de grano angulosos tendrían un mayor ángulo de fricción. A continuación se muestra una tabla que refleja esta influencia de la angulosidad y de la granulometría sobre el ángulo de fricción máximo, presentada por Sowers y Sowers (1951).

Tabla 12 Ángulo de Fricción Máximo de suelos

FORMA GRANULOMÉTRICA	ÁNGULO DE FRICCIÓN MÁXIMO	
	SUELTA	COMPACTA
Redondeada, uniforme	30°	37°
Redondeada, bien graduada	34°	40°
Angulosa, uniforme	35°	43°
Angulosa, bien graduada	39	45°

Por otro lado, se muestra una correlación empírica aproximada según Peck, Harrison y Thornburn (1953) de los estados de compacidad y los ángulos de fricción propuesto en base a ensayos de penetración estándar y aplicable hasta 12 mts. de profundidad.

Tabla 13 Correlación entre la penetración estándar y el ángulo de fricción interna

PENETRACIÓN ESTÁNDAR N (Golpes/pie)	ÁNGULO DE FRICCIÓN ϕ (Grados)
0 - 4	28 - 29
4 - 10	29 - 30
10 - 30	30 - 36
30 - 50	36 - 41
> 50	41 - 45

De acuerdo con estas referencias podemos asumir parámetros con valores de acuerdo a las inspecciones de campo de tal forma de estar del lado de la seguridad.

Como ensayo determinante se ha realizado un ensayo de corte directo, sobre muestra remoldeada y drenada, cuyo resultado:

De lo expuesto anteriormente asumimos.

$$C = 0 \quad \Phi = 34^\circ$$

Para ingresar en la fórmula:

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \left(\frac{B}{L} \right) \quad S_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) T_q \phi \quad S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right)$$

Reemplazando Valores :

$$S_q = 1.600 \quad N_c = 42.16 \text{ (No utilizado por ser suelo granular)}$$

$$S_\gamma = 0.670 \quad N_\gamma = 41.06$$

$$\gamma = 2.050 \text{ Kg/m}^3 \quad N_q = 29.44$$

$$B = 1.40\text{m.} \quad L = 1.40\text{m.}$$

$D_f = 0.70\text{m.}$ en la auscultación AU-01 (Computados a partir del nivel de terreno actual).

$D_f = 0.80\text{m.}$ en la auscultación AU-02 (Computados a partir del nivel de terreno actual).

4.6 Valor de la Capacidad de Carga

Reemplazando valores, se sugiere adoptar el siguiente valor:

- Para una profundidad de cimentación de $D_f = 0.70\text{m}$ se calcula una presión admisible $\sigma_{adm} = 28.3 \text{ ton/m}^2$ aplicando el Método de Terzaghi.
- Para una profundidad de cimentación de $D_f = 0.80\text{m}$ se calcula una presión admisible $\sigma_{adm} = 30.3 \text{ ton/m}^2$ aplicando el Método de Terzaghi.

Conforme a los resultados obtenidos del estudio de mecánica de suelo, el análisis de las cimentaciones existentes y a las nuevas solicitudes de carga producto del mejoramiento de la superestructura, se procedió a realizar el análisis de las cimentaciones existentes mediante la herramienta SAFE.

Imagen 50 Vista en 3D Modelación de Comportamiento de las Cimentaciones Existentes ante las nuevas solicitaciones de carga producto del reforzamiento de la superestructura.

De acuerdo a lo revisado y analizado, las cimentaciones existentes están diseñadas para soportar una carga admisible de 2.87 kg/cm^2 , no obstante las nuevas cargas precisan que las cimentaciones soporten, para el caso en estudio, 12.30 kg/cm^2 . En tal sentido, es necesario diseñar y analizar el reforzamiento de las cimentaciones mediante ensanche de zapata e inyección de micropilotes con la finalidad de brindar una propuesta que se adecue a los requerimientos o solicitaciones de los interesados.

4.7 Diseño de cimentaciones para el caso de Estudio de micropilote

El cálculo del reforzamiento con micropilotes comprende el diseño del grupo de micropilotes y el dimensionamiento del encepado. Por lo que, es preciso determinar la carga de hundimiento y la resistencia estructural del micropilote. Como primer paso se determinarán las reacciones o esfuerzos en los micropilotes en base a la geometría de la planta y la distribución de los mismos. Para este diseño se diseñará un encepado rígido y micropilotes articulados.

4.7.1 Diseño de Bielas y Tirantes

Para el desarrollo del cálculo, a continuación, se precisa la geometría de la cimentación propuesta.

Imagen 66: Marco sobre micropilotes

Tabla 14 Geometría de la Cimentación

Geometría		H'	0.70 m
a1	0.40 m	b1	0.40 m
a2	0.60 m	b2	0.60 m
Pa	0.50 m	Pb	0.50 m
a2'	1.60 m	b2'	1.60 m
Ix'	1.10 m	Iy'	1.10 m
Cargas		N	267.56 ton
Mx	6.29 Ton-m	My	4.62 Ton-m

a. Cálculo de las reacciones en los micropilotes.

$$R_i = \frac{N_k}{\sum A_i} \pm \frac{A_i \times y_i \times M_x}{\sum A_i \times y_i^2} \pm \frac{A_i \times x_i \times M_y}{\sum A_i \times x_i^2}$$

A_i : área del micropilote Si todos los micropilotes son iguales, ΣA_i = número de micropilotes

Y_i : distancia del micropilote al eje x, Distribución simétrica $(b_2' - P_b)/2$

X_i : distancia del micropilote al eje y, Distribución simétrica $(a_2' - P_a)/2$

Reacciones bielas R1 R2 R3 R4			
R1	71.85 ton		
R2	67.65 ton	Rmax a2'	69.75 ton
R3	66.13 ton	Rmax b2'	66.89 ton
R4	61.93 ton		

b. Ángulo entre bielas α_{a2} y α_{b2}

$$\alpha_{a2} = ATAN((\frac{b_2' - b_1}{2})/H') \quad \alpha_{b2} = ATAN((\frac{a_2' - a_1}{2})/H')$$

Angulo de las bielas α_{a2} α_{b2}	
α_{a2}	0.71 rad
α_{b2}	0.71 rad

c. Cálculo del tirante

$$R_{max a'2} = \max\left(\frac{R_1 + R_2}{2}, \frac{R_3 + R_4}{2}\right) \quad R_{max b'2} = \max\left(\frac{R_1 + R_4}{2}, \frac{R_2 + R_3}{2}\right)$$

$$T_{a2} = \frac{R_{max b'2}}{\cos \alpha_{a2}} \times \text{sen} \alpha_{a2} \quad T_{b2} = \frac{R_{max a'2}}{\cos \alpha_{b2}} \times \text{sen} \alpha_{b2}$$

Tirante	
Tmax a2	57.33 ton
Tmax b2	59.78 ton

d. Sección armado inferior

$$A_{Ta2} = \frac{T_{a2} 1.53}{f_{yd}} \quad A_{Tb2} = \frac{T_{b2} 1.53}{f_{yd}}$$

A: Área del refuerzo

Armado del tirante			
Sección armado inferior			
yF		1.53	
fyd		4.20 ton/cm ²	
Ata2		20.89 cm ²	
Atb2		21.78 cm ²	
Φ	Diámetro	Área	dirección x
5/8 "	8/5 "	1.98	
11	Φ	5/8 "	@ 0.17
Φ	Diámetro	Área	dirección y
5/8 "	1.5875	1.98	
11	Φ	5/8 "	@ 0.16

e. Armado de la viga

Empuje sobre el marco (Pmax)

Momento máximo nudo

$$P_{max} = MAX \left(\frac{T_{b2}}{I'_x}, \frac{T_{a2}}{I'_y} \right)$$

$$M_{di} = P_i \times L_i^2 \times \gamma F / 12$$

Mdi : momento en el nudo

Li Longitud de eje entre micropilotes

Sección armada / cara lateral

$$A_{si} = \frac{M_{di}}{0.8 \times P_i \times f_{yd}} \quad \text{Así: sección de acero para cada eje de viga}$$

Armado de la viga					
Empuje sobre el marco Pmax		Momento máximo marco - nudo		Sección armada / cara lateral	
Pmax a	54.35 ton/m	Mda2	17.74 Ton-m	Asa2	10.56 cm ²
Pmax b	52.12 ton/m	Mdb2	17.01 Ton-m	Asb2	10.13 cm ²
Pmax	54.35 ton/m				

Eje x			Eje y		
Φ	Diámetro	Área	Φ	Diámetro	Área
5/8 "	1.5875	1.98	5/8 "	1.5875	1.98
5	Φ	5/8 "	5	Φ	5/8 "
Estribo	Asv	10.24 cm²			
Φ	Diámetro	Área			
1/2 "	1.27	1.27 cm²			
8	@ 0.16				

4.7.2 Diseño de Micropilote Perforación D=200mm y Armadura D=25mm

Para el cálculo de la carga de hundimiento de los micropilotes es necesario calcular la capacidad por fuste, salvo excepciones cuando el suelo de apoyo es roca, en cuyo caso se calcula la resistencia por punta. De acuerdo a esto, es necesario conocer la resistencia por fuste el cual se determinará aplicando el método empírico de Bustamante.

Para este método se precisa conocer los siguientes parámetros de diseño:

a. Parámetros del Suelo

Para suelos granulares: índice del ensayo SPT (N_{SPT})

Para suelos cohesivos: resistencia a la compresión simple (q_u)

De acuerdo a los parámetros del suelo y al tipo de inyección IRS (Inyección Repetitiva Selectiva) se procederá a realizar el cálculo de la capacidad del micropilote GEWI, para el cual se tendrá en consideración que el parámetro de resistencia por fuste (f) será de 4 kg/cm² y el parámetro de resistencia por punta (q_p) será de 0.6 kg/cm².

a. Parámetros Geométricos

CARACTERISTICAS DEL MICROPILOTE			MATERIALES			
Diámetro de perforación (mm.)		200	Mortero:	M-25	f_{ck} (N/mm ²)	25
Armadura Longitudinal (Gewi):		Ø			g_s	1.50
		25	Gewi	500/550	f_{yk} (N/mm ²)	500
Armadura Tubular	Ø	Espesor (mm.)			g_s	1.15
	159		7.1	f_{sk} (N/mm ²)	400	
Recubrimiento (mm.)		21	Acero vaina:	TM-70	g_a	1.10
Area de la sección transversal (cm ²):		314.16	Sección de la armadura (cm ²):			38.79
Area de la barra Gewi (cm ²):		4.91	Sección de Mortero (cm ²):			275.37
Area de la vaina (cm ²):		33.88				

b. Parámetros Estructurales

TOPE ESTRUCTURAL									
Procedimiento de colocación del hormigón:				Con vaina o camisa metálica perdida					
Tipo de hormigonado				Colocación del hormigón con tubería (Hormigonado continuo)					
Tipo de construcción:				Construcciones permanentes					
Sección de la armadura		A (cm ²)		4.91		TE=0,25σ _b .B+0,40σ _a .A+0,35σ _f .F*			
Sección de mortero		B (cm ²)		275.37					
Coeficientes de la ecuación del Tope estructural									
		kg/cm ²		Valor tope (kg/cm ²)					
c ₁ =	0.25	c ₁ .σ _b =	62.5	>60	c ₁ .σ _b =	60	Tope estructural (T _E)		
c ₂ =	0.40	c ₂ .σ _a =	2000	>1400	c ₂ .σ _a =	1400		708.29	kN
c ₃ =	0.35	c ₃ .σ _i =	1400	<1400	c ₃ .σ _i =	1400		70.83	T.
Características de los Materiales									
Resistencia de cálculo del mortero o lechada a compresión				f _{cd} (kg/cm ²)		166.67		Valor tope	
Resistencia de cálculo del acero de la armadura corrugada				f _{sd} (kg/cm ²)		4347.83		4200	
Resistencia de cálculo del acero de la armadura tubular				f _{vd} (kg/cm ²)		3636.36		3636.364	
Tipo de terreno:		Suelos naturales sin alterar							
Vida útil requerida al micropilote (años):		50							
Reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión:				r _e =		0.6			
Tipo de unión:		Mediante manguitos exteriores doblemente roscados, sin disminución de sección						F _{u,c} = 1.00	
Sección de cálculo de la armadura tubular de acero:				A _a (cm ²)=		30.90			
Relación Acero-Mortero				(A _a +A _m)/B		0.13		<0,2 VALIDO	
Tipo de terreno y de perforación:				Micropilote con tubería de revestimiento dejada in situ de forma permanente (camisa perdida)					
Coeficiente de influencia del tipo de perforación:				F _e =		1			
Longitud de la zona libre (m.)		1.00							
Tipo de coacción lateral:		Suelos no cohesivos de compacidad media(0,35<I _d <0,65 permanentemente por encima del nivel freático							
Coeficiente por tipo de coacción lateral:				C _r =		7.50			
Factor empírico de pandeo:				R=		0.8675		<1	
Resistencia estructural del micropilote sometido a compresión:						1,243.25		kN	
						124.32		T.	
Resistencia estructural del micropilote sometido a tracción:						1,208.78		kN	
						120.88		T.	
Profundidad de empotramiento en roca sana									
Parámetro de resistencia por fuste (f):				4		kg/cm ²		Ver Informe geotécnico	
Parámetro de resistencia por punta (q _p):				0.6		kg/cm ²		Ver Informe geotécnico	
Profundidad de empotramiento para alcanzar el tope estructural (comp.):						4.95		m.	
Profundidad de empotramiento para alcanzar el tope estructural (tracc.):						4.81		m.	
Resistencia del micropilote por punta:				0.188		T.			

De acuerdo a los cálculos realizados, la propuesta de reforzamiento mediante Micropilotes presenta la incorporación de un marco a la cimentación existente, modificación de esta manera su sección de 1.40m x 1.40m a una sección de 1.60m x 1.60m con una profundidad de desplante de 0.70m, igual a la existente. Así mismo, incluye el encepado de cuatro (04) micropilotes, los cuales estarán reforzados con una armadura interior GEWI que presenta una tope estructural de 70.83Ton, soportando así las solicitaciones de carga equivalentes a 60.20 Ton. distribuidas a cada micropilote.

4.8 Diseño de cimentaciones para el caso de Estudio ensanche de zapata:

4.8.1 Datos generales

Identificar los detalles mínimos del elemento estructural y la recopilación de datos esenciales. Uno de los ensayos de mecánica de suelos nos facilitará el tipo de suelo, así como la capacidad portante que es esencial para el diseño. Asimismo, a través del diseño de la estructura poder obtener las dimensiones de la columna y la carga de la superestructura. A continuación, se muestra los datos extraídos de la superestructura y ensayos previamente mencionados.

Magnitud de la carga muerta	PD = 106.05 tn	Magnitud de la carga viva	PL = 27.18 tn
Magnitud del momento en X	MDx = 4.79 tn-m	Magnitud del momento en X	MLx = 2.41 tn-m
Magnitud del momento en Y	MDy = 0.44 tn-m	Magnitud del momento en Y	MLy = 0.23 tn-m
Altura del terreno sobre la zapata	ht = 0.40 m	Resist. a compresion del concreto	f'c = 210.00 kg/cm2
Altura del piso sobre la zapata	hp = 0.10 m	Resistencia a la fluencia del acero	fy = 4200.00 kg/cm2
Factor para : columna interior	as = 40	Factor de reduccion resistencia	φ = 0.9
Longitud mayor de la columna	C1 = 0.40 m	Peso especifico del terreno	γt = 2050.00 kg/m3
Longitud menor de la columna	C2 = 0.40 m	Peso especifico del concreto	γc = 2400.00 kg/m3
Longitud mayor de la zapata (L)	L1 = 2.40 m	Sobrecarga enma de la zapata	s/c = 400.00 kg/m2
Longitud menor de la zapata (S)	L2 = 2.40 m	Resistencia del terreno	qs = 3.00 kg/cm2
Altura total de la zapata	hz = 0.70 m	Diametro del acero en la columna	db = 3/4 plg

Imagen 67: Datos para el dimensionamiento de la zapata más crítica.

4.8.2 Dimensiones de la zapata para el análisis

Con los datos anteriores se calculó el área de la zapata

Imagen 68: Vista en planta de la zapata.

Imagen 69: Vista en elevación de la zapata (Dirección X más larga).

Imagen 70: Vista en elevación de la zapata (Dirección Y más corta).

4.8.3 Longitud de anclaje en compresión de la varilla

Las secciones críticas para verificar la longitud de desarrollo de las barras de refuerzo son las mismas como aquellas para los momentos flectores. De acuerdo al ACI 318/25.4.9.2, la longitud de desarrollo para barras en compresión se calcula como el mayor de las ecuaciones siguientes:

$$L_{db} = 0.08d_b \frac{f'_y}{\sqrt{f'_c}} \quad ; \quad L_{db} \geq 0.04d_b f'_y$$

El diametro de la varilla "db" en la columna sera:

$d_b = 3/4 \text{ plg}$

$d_b = 1.91 \text{ cm}$

Para determinar la longitud de anclaje en compresion "Ldb" de la varilla se usaran las siguientes formulas:

$L_{db} = 0.08d_b \frac{f'_y}{\sqrt{f'_c}}$ ó $L_{db} \geq 0.04d_b f'_y$

$L_{db} = 44.17 \text{ cm}$ $L_{db} = 32.00 \text{ cm}$

Tomamos el mayor de los dos valores, tenemos: $L_{db} = 44.17 \text{ cm}$

Tomando la longitud de anclaje y recubrimiento de 10 cm, podemos predimensionar la altura de la zapata como:

$d = 45.00 \text{ cm}$ (Peralte efectivo de la Zapata) $h_z = 0.70 \text{ m}$ (Altura total de la zapata)

Imagen 71: Cálculo de la longitud de anclaje en compresión de la varilla.

Una vez realizado los cálculos se determina lo siguiente:

$d = 45.00 \text{ cm}$ (Peralte efectivo de zapata)

$h_z = 0.70 \text{ m}$ (Altura total de la zapata incluido el recubrimiento)

4.8.4 Capacidad portante neta del terreno

Continuando con el diseño de la zapata aislada, se calcula la capacidad portante neta del terreno con la siguiente fórmula:

$$q_{sn} = q_s - h_t \cdot \gamma_t - h_z \cdot \gamma_c - h_p \cdot \gamma_c - s/c$$

Donde:

$$q_{sn} = 2.686 \text{ Kg/cm}^2$$

4.8.5 Predimensionamiento de la zapata

Para zapatas con excentricidad calcularemos las dimensiones de la zapata con la siguiente relación:

$$q_{1,2} = \frac{P}{SL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

El dimensionamiento se realizará por tanteos asumiendo las dimensiones más largas de la zapata (L), con:

$$S = \frac{P_D + P_L}{q_{ms}L} + \frac{6(M_{DX} + M_{LX})}{q_{ms}L^2}$$

Verificamos las presiones en el terreno con las dimensiones de la zapata calculada “L” y “S”

$$q_1 = \frac{P_D + P_L}{SL} + \frac{6(M_{DX} + M_{LX})}{SL^2}$$

$$q_1 = 2.001 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_2 = \frac{P_D + P_L}{SL} + \frac{6(M_{DX} + M_{LX})}{SL^2}$$

Imagen 72: Diagrama de presiones de la zapata.

La reacción amplificada del terreno es:

Antes se considerará lo siguiente:

Factor de amplificación $D=1.4$

Factor de amplificación $L=1.7$

$$q_{snu} = \frac{1.4PD + 1.7PL}{PD + PL} q_{sn}$$

$$q_{snu} = 1.461 q_{sn} \text{ Kg/cm}^2$$

4.8.6 Verificamos el cortante en la Zapata

Verificamos el cortante último en la dirección larga, para flexión a una distancia “d” de la cara de la columna:

$$d = 0.60 \text{ m (peralte efectivo)}$$

$$V_u = 1.461 q_{sn} \left[\frac{(L - CI)}{2} - d \right] \cdot S$$

$$V_u = 36.098 \text{ Tn}$$

Imagen 73: Diagrama de presiones de la Zapata.

La resistencia al cortante que ofrece el concreto de la zapata para la dirección larga es:

$$\phi V_c = 0.53 \phi S d \sqrt{f'_c}$$

$$\phi V_c = 99.54 \text{ Tn} > V_u = 36.098 \text{ Tn}$$

Se deduce que CUMPLE con la condición.

Verificamos el cortante último en la dirección corta, para flexión a una distancia “d” de la cara de la columna:

$$d = 0.60 \text{ m (Peralte efectivo)}$$

$$V_u = 1.46q_{sn} \left[\frac{(S - C_2)}{2} - d \right] \cdot L$$

$$V_u = 32.446 \text{ Tn}$$

Imagen 74: Diagrama de cortante de la Zapata.

La resistencia al cortante que ofrece el concreto de la zapata para la dirección corta es:

$$\phi V_c = 99.54 \text{ Tn} > V_u = 32.44 \text{ Tn}$$

Se deduce que CUMPLE con la condición.

4.8.7 Verificamos el punzonamiento de la Zapata

Verificamos el punzonamiento en la sección crítica ubicada a una distancia “d/2” de la cara de la columna.

Imagen 75: Vista planta de la zapata con la columna excéntrica.

Imagen 76: Diagrama de presiones de la zapata con la ubicación de los esfuerzos de punzonamiento.

Área de la zapata: $A_z = 5.76 \text{ m}^2$

Área punzonamiento: $A_{pz} = 1 \text{ m}^2$

El corte crítico por punzonamiento será:

$$V_u = q_{snu}(A_z - A_{pz})$$

$$V_u = 160.878 \text{ Tn}$$

La resistencia al punzonamiento del concreto está dado por:

Perímetro del área de punzonamiento: $b_o = 4.00 \text{ m}$

Factor de dimensiones de la columna: $\beta_c = C1/C2 = 1.00$

Factor para columna interior: $\alpha_s=40$

$$\phi V_c = 0.27\phi \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi V_c = 507.08 \text{ Tn} > V_u = 160.878 \text{ Tn}$$

Se deduce que **CUMPLE** con la condición.

$$\phi V_c = 0.27\phi \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi V_c = 676.11 \text{ Tn} > V_u = 160.878 \text{ Tn}$$

Se deduce que **CUMPLE** con la condición.

$$\phi V_c = 1.1\phi \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi V_c = 344.32 \text{ Tn} > V_u = 160.878 \text{ Tn}$$

Se deduce que **CUMPLE** con la condición.

4.8.8 Diseño del refuerzo longitudinal por flexión en la dirección larga

El momento último en la cara de la columna es:

$$M_u = 44.514 \text{ Tn}$$

El área de acero necesario en la zapata es:

$$M_u = 0.9bd^2f'_c w(1 - 0.59w)$$

$$w_1 = 1.66720$$

$$w_2 = 0.02771$$

$$\rho = 0.00139$$

$$A_s = 19.95 \text{ cm}^2$$

Verificamos el área de acero mínima:

$$A_{smin} = 0.0018b \cdot h_z$$

$$A_{smin} = 30.24 \text{ cm}^2$$

El área de acero y la distribución final será:

$$A_s = 30.24 \text{ cm}^2 \quad \phi 3/4'' @ 0.225 \text{ m} \quad \# \text{varillas} = 11$$

Verificamos el espaciamiento del acero calculado:

$$S_{max} = 0.45 \text{ m} > S = 0.225 \text{ m}$$

Se deduce que CUMPLE con la condición.

$$S_{max} = 3h_z = 2.10 \text{ m} > S = 0.225 \text{ m}$$

Se deduce que CUMPLE con la condición.

4.8.9 Diseño del refuerzo longitudinal por flexión en la dirección corta

El momento último en la cara de la columna es:

$$M_u = 40.558 \text{ Tn} - \text{m}$$

El área de acero necesaria en la zapata es:

$$M_u = 0.9bd^2f'_cw(1 - 0.59w)$$

$$w_1 = 1.66970$$

$$w_2 = 0.02521$$

$$\rho = 0.00126$$

$$A_s = 18.15 \text{ cm}^2$$

Verificamos el área de acero mínima:

$$A_{smin} = 0.0018b \cdot h_z$$

$$A_{smin} = 30.24 \text{ cm}^2$$

El área de acero y la distribución final será:

$$A_s = 30.24 \text{ cm}^2$$

El porcentaje de este refuerzo que se debe concentrar debajo de la columna es:

$$\beta_z = \frac{L}{S} = 1.00$$

$$\% \text{ de refuerzo} = \frac{2}{\beta_z + 1} = 1.00$$

La distribución del acero se realizará en una franja de ancho igual a la menor dimensión de la zapata, finalmente el área de acero debajo de la columna y la distribución será:

$$A_{scol} = 30.24 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \phi 3/4" @ 0.225 \text{ m} \quad \# \text{ varillas} = 11$$

En esta operación no existe acero sobrante para colocar en los lados de la franja.

4.8.10 Verificación de la conexión columna-zapata y desarrollo del refuerzo

La carga por aplastamiento último está dada por:

$$P_u = 1.4PD + 1.7PL = 194.68 \text{ Tn}$$

En la zapata la resistencia al aplastamiento está dada por la siguiente expresión:

$$\phi P_n = 0.85 \phi f'_c \sqrt{\frac{A_z}{A_1}} \cdot A_1$$

Además se debe cumplir que: $\sqrt{\frac{A_z}{A_1}} \leq 2$ y $\phi = 0.70$

$$\sqrt{\frac{A_z}{A_1}} = 6 \leq 2 ; \quad \sqrt{\frac{A_z}{A_1}} = 2.00$$

$$\phi P_n = 399.84 \text{ Tn} > P_u = 194.68 \text{ Tn}$$

4.8.11 Distribución final de acero en la zapata

Finalmente se mostrarán la distribución final de acero en la zapata para ambos lados en la vista elevación y planta.

Imagen 77: Vista en elevación de la zapata- dirección más larga.

Imagen 78: Vista en planta de la zapata.

4.9 El problema de la rasante, longitud de desarrollo y empalme de refuerzo

4.9.1 Método de diseño por cortante por fricción

Se da cuando el refuerzo de cortante por fricción es perpendicular al plano de cortante, y no existan cargas axiales de compresión, V_n debe calcularse mediante:

$$V_n = A_{vf} f_y \mu$$

Donde μ es el coeficiente de fricción.

Cuando el refuerzo de cortante por fricción está inclinado en relación con el plano de cortante, de manera que la fuerza cortante produce tracción en dicho refuerzo, V_n debe calcularse mediante:

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$$

Donde α es el ángulo menor entre el refuerzo de cortante por fricción y el plano de cortante.

Imagen 79: Refuerzo de cortante por fricción inclinado con respecto a la fisura propuesta.

Ahora se procederá a realizar el cálculo de la rasante:

Datos	Cantidad	Unidad
PD:	106.05	Tn
PL:	27.18	Tn
PU=	194.68	Tn
lado mayor de la zapata	2.40	m
lado menor de la zapata	2.40	m
área de la zapata:	5.76	m ²
wu:	33.80	Tn/m ²
Vu:	4.06	Tn

Para el cálculo de la resistencia nominal a cortante se utilizaron los siguientes valores:

Datos	Cantidad	Unidad
ϕ =	0.85	
As	285.02	mm ²
f _y	411.87	Mpa
u	1	
V _n =	117392.405	N
V _n =	11.966606	Tn
ϕV_n =	10.1716151	Tn

Como $\phi V_n > u$, el acero superior será:

Peralte de zapata: 70 cm

1/2x As Temp=6.30 cm²/m ϕ 5/8" @ 0.30 m

4.9.2 Longitud de desarrollo- generalidades

La tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de los elementos de concreto estructural, debe ser desarrollada hacia cada lado de dicha sección mediante longitud embebida en el concreto (longitud de anclaje), gancho, dispositivo mecánico o una combinación de ellos. Los ganchos no se deben emplear para el anclaje de barras en compresión.

Los valores de $\sqrt{f_c}$ usados no deben exceder de 8,3 Mpa.

4.9.3 Longitud de desarrollo de barras corrugadas y de alambres corrugados a tracción

La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción (l_d) debe determinarse utilizando la siguiente expresión:

$$\left(\frac{f_y}{1,1\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s \lambda}{\left(\frac{cb + K_{tr}}{db} \right)} \right) db$$

El término $\left(\frac{cb + K_{tr}}{db} \right)$ no debe tomarse mayor a 2,5 y $K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{10 s n}$ en donde:

n : es el número de barras o alambres que se empalman o 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.

Los factores que afectan la longitud de desarrollo o empalmes de barras y alambres corrugados en tracción, se indican en la siguiente tabla:

Factor	Condiciones	Valor
Ψ_t	Barras superiores*	1,3
	otras barras	1,0

Ψ_e	Barras o alambres con tratamiento superficial epóxido y recubrimiento menor que 3db o espaciamiento libre menor que 6 db.	1,5
	Otras barras o alambres con tratamiento epóxico.	1,2
	Barras sin tratamiento superficial.	1,0
Ψ_s	Barras de $\frac{3}{4}$ " y menores.	0,8
	Barras mayores de $\frac{3}{4}$ "	1,0
λ	Concreto liviano.	1,3
	Concreto de peso normal.	1,0

El producto Ψ_t , Ψ_s no necesita considerarse mayor que 1,7.

*Se consideran barras superiores aquellas que tienen 300mm o más de concreto fresco por debajo de ellas.

Resolviendo para una zapata de 2.40m x 2.40m la longitud de desarrollo será considerando los siguientes valores:

$$\Psi_t = 1,3$$

$$\Psi_e = 1,0$$

$$\Psi_s = 0,8$$

$$\lambda = 1,0$$

$$D_b = \text{Diámetro de varilla de acero: } \frac{3}{4}" \text{ o } 19.05 \text{ mm}$$

$$C_b = \text{recubrimiento} + \text{la mitad del centro de la varilla acero} : 75\text{mm} + 9.53\text{mm} = 84.53\text{mm}$$

$$K_{tr} = 0$$

$$f'_c = 20.59 \text{ MPa}$$

$$f_y = 411,87 \text{ Mpa}$$

El término $\left(\frac{cb+Ktr}{db}\right) = \left(\frac{84.53+0}{19.05}\right) = 4.43 > 2.5$, Por lo tanto se utilizará 2,5.

$$\text{Longitud de desarrollo} = \left(\frac{411,87}{1,1\sqrt{20,59}} \frac{1,3 \times 1,0 \times 0,8 \times 1,0}{(2,5)}\right) 19,05$$

$$\text{Longitud de desarrollo} = 653,92 \text{ mm} = 65 \text{ cm}$$

La longitud de desarrollo será de 65 cm

4.10 Análisis Comparativo:

4.10.1 Costos de reforzamiento:

Para el presente ítem se presenta el precio detallado del coste de los trabajos, descompuesto por partidas y en base a los rendimientos estimados para cada operación, tomando como referencia la base de los precios del mercado peruano.

Costo de Reforzamiento empleando Micropilotes

El coste directo estimado de la ejecución es de S/ 3,709.57 soles por m³ de concreto. Para la zapata del ejemplo, con un volumen de concreto de 1.26 m³, el coste de ejecución material resulta de S/ 4,674.05 soles.

Costo de Reforzamiento empleando Ensanche de Zapata

El coste directo estimado de la ejecución es de S/ 1,748.73 soles por m³ de concreto. Para la zapata del ejemplo, con un volumen de concreto de 2.66 m³, el coste de ejecución material resulta de S/ 4,651.61 soles.

4.10.2 Tiempo de ejecución:

Para el presente ítem se presenta el tiempo de ejecución de cada tipo de reforzamiento, bajo el cual se podrá evaluar la opción más conveniente a optar, teniendo en consideración que, al ser un centro comercial, este tendrá que estar operativo en el menor plazo posible.

Tiempo de Ejecución de Reforzamiento empleando Micropilotes

El presente tipo de reforzamiento presenta una ejecución por etapas que se detalla de manera resumida a continuación:

Fase Previa – descargar la estructura, consiste en retirar los elementos afectados por la reforma, como pavimentos, tabiquerías y sobrecargas.

La Fase 0 – ejecución de micropilotes, consiste en ejecutar la excavación lateral. la Fase Final – ejecución del marco, consiste en disponer armadura de conexión en las caras de la zapata. Montaje del armado del marco de la 1era mitad y vaciado de la 1era fase. La armadura se deja con solape suficiente. Transcurrido un periodo de 7 días se ejecuta la 2da mitad, solapando o soldando las barras de mayor diámetro. De acuerdo a lo detallado el periodo de construcción del presente reforzamiento es de aproximadamente 12 días calendarios.

No obstante, es necesario tener en consideración que el desfase de 7 días entre actividades permite realizar un trabajo sectorizado de acuerdo al estudio de apuntalamiento de la estructura.

Tiempo de Ejecución de Reforzamiento empleando Ensanche de Zapata

El presente tipo de reforzamiento presenta una ejecución por etapas que se detalla de manera resumida a continuación:

Fase Previa – descargar la estructura, consiste en retirar los elementos afectados por la reforma, como pavimentos, tabiquerías y sobrecargas.

la Fase Final – ejecución del ensanche consiste en disponer armadura de conexión en las caras de la zapata. Montaje del armado del marco. De acuerdo a lo detallado en el cronograma de ejecución del reforzamiento el plazo de ejecución de la obra por zapata aislada es de 12 días calendarios.

4.10.3 Eficiencia Estructural:

La eficiencia estructural, tiene como principio cubrir un espacio con la menor cantidad de material posible. Para poder sustentar esta teoría se necesita saber que al

cubrir un espacio tenemos que soportar una flexión por no coincidir las cargas actuantes con los apoyos, este método brinda la posibilidad de soportar esas cargas a través de estructuras que estén trabajando a esfuerzos simples. La ventaja de ello es que cuando son dimensionadas se obtienen secciones mucho más pequeñas que si esas estructuras hubiesen estado sometidas a esfuerzos de flexión. Por lo que, se estará usando una menor cantidad de recursos para cubrir el mismo espacio⁴³. Para poder realizar un comparativo de la eficiencia estructural de ambos tipos de reforzamientos se medirá el área de trabajo y el peso del reforzamiento propuesto, en base a partidas globales, por lo que cuanto menor sea el peso por metro cuadrado la estructura será más eficiente.

Eficiencia Estructural en los Micropilotes.

De acuerdo a lo señalado en la definición de eficiencia estructural, esta puede ser calculada según el área ocupada y el peso del diseño, que agrupa en una unidad específica la cantidad de materiales utilizados para reforzar la estructura en base a una optimización de recursos. Por lo que, se presentará un cuadro con el área del reforzamiento de una cimentación típica con micropilotes y el peso de la estructura.

⁴³ Ambientalización del diseño estructural elaus 2016

Peso Armadura de acero N70	
Longitud total de varilla	16.40 m
Peso del acero D= 88.3/7	14.20 kg/ml
Peso de armadura	232.88 kg
Peso Micropilote GEWI Plus	
Longitud total de varilla	16.00 m
Peso del acero D= 25	3.85 kg/ml
Peso de armadura	61.60 kg

Peso del reforzamiento	
cemento	463.00 kg
acero refuerzo	107.88 kg
acero micropilote	232.88 kg
acero GEWI	61.60 kg
Piedra	596.99 kg
Arena	1255.42 kg
Total	2.72 ton
Peso total por m²	1.06 Ton/m ²

Dosificación de mortero	
Metrado	0.50 m ³
Agua	110.00 kg
Cemento	227.00 kg
Arena	817.50 kg
Dosificación de concreto	
Metrado	1.26 m ³
Agua	925.28 kg
Cemento	236.00 kg
Piedra	596.99 kg
Arena gruesa	437.92 kg

De acuerdo a las tablas de resultado, se obtiene que por metro cuadrado la estructura tiene un peso de 1.06 Ton/m².

Eficiencia Estructural en el Ensanchamiento de Zapata.

De acuerdo a lo señalado en la definición de eficiencia estructural, esta puede ser calculada según el área ocupada y el peso del diseño, que agrupa en una unidad específica la cantidad de materiales utilizados para reforzar la estructura en base a una optimización de recursos. Por lo que, se presentará un cuadro con el área del reforzamiento de una cimentación típica con ensanche de zapata y el peso de la estructura.

Dosificación de mortero (Existente)	
Proyectado	2.66 m ³
Agua	427.05 kg
Cemento	1011.55 kg
Piedra	2691.49 kg
Arena Gruesa	2021.53 kg

Dosificación de mortero (Existente)	
Existente	1.37 m ³
Agua	157.51 kg
Cemento	505.78 kg
Piedra	1345.75 kg
Arena Gruesa	1516.15 kg

Descripción	Cantidad	Unidad
Volumen de la Zapata Sin Reforzamiento	1.37	m ³
Volumen de la Zapata Sin Reforzamiento	2.66	m ³
Volumen de la Zapata Con Reforzamiento	4.03	m ³
Peso específico de concreto Armado	2400.00	kg/m ³
Peso del Concreto	9676.80	Kg
Peso del Acero	38.29	kg

Descripción	Cantidad	Unidad
Peso Total de Zapata Aislada	9715.09	kg
Área Total de Zapata Aislada	5.76	m ²

Descripción	Cantidad	Unidad
Eficiencia Estructural Peso/Área	1.69	Tn/m ²

De acuerdo a las tablas de resultado, se obtiene que por metro cuadrado la estructura tiene un peso de 1.69 Tn/m².

4.10.4 Complejidad constructiva:

La complejidad de un sistema ha estado vinculado con la cantidad de componentes y a su vez la cantidad de relaciones que lo conforman. Sin embargo, esta premisa no constituye la única forma de caracterizar la complejidad de un sistema. Para poder realizar una correcta interpretación de un sistema se debe considerar la interdependencia entre los componentes. Por lo que, se puede concluir que, cuanto mayor sea el número de procesos y mayor sea la interdependencia entre ellos, nos encontraremos en un sistema complejo.⁴⁴

Para poder evaluar la complejidad de los reforzamientos propuestos, se describirán las partidas y los procesos en orden cronológico que se tienen que desarrollar para completar el trabajo. El criterio que se tendrá para calificar si un sistema es complejo o no será definido por la siguiente formula

$$\text{Ratio de complejidad} = 0.6 \text{ Número de actividades} * 0.4 \text{ Número de procesos}$$

⁴⁴ Complejidad y sistemas complejos (1995)

Las ratios de complejidad calculados están ceñidas de acuerdo a un juicio de observador de acuerdo a lo desarrollado en las distintas obras de construcción, del cual se extrae la siguiente tabla.

Tabla 15 Complejidad Constructiva

Ratios	Complejidad
del 1- 10	Muy Baja
del 10 - 20	Baja
del 20 - 30	Moderada
del 30 - 40	Alta
del 40 a más	Muy alta

Complejidad constructiva en los Micropilotes.

Para poder entender la complejidad constructiva de un reforzamiento con el sistema de micropilotaje es necesario saber el proceso constructivo.

1. Ensayos en cimentación existente.- El ensayo es útil para determinar el armado inferior de una zapata, mediante el uso de pachómetro, obteniendo el número de barras y la disposición de las mismas.
2. Apuntalamiento horizontal.- Consta en la preparación de la superficie o plataforma de trabajo teniendo en consideración el acceso de la maquinaria y el adecuado acondicionamiento de las instalaciones necesarias. Este proceso cuenta con las siguientes actividades:
 - a. Preparación de la superficie de apoyo
 - b. Replanteo y cortes de tablones
 - c. Colocación de los puntales
 - d. Instalación y puesta en carga del apeo
 - e. Desmontaje y retirada del apeo tras la finalización de las obras

3. Demolición de concreto simple en falso piso.- Consta de la demolición de 10.0cm de falso piso con medios manuales, martillo neumático. Este proceso contempla las siguientes actividades:
 - a. Replanteo de la superficie de la losa a demoler
 - b. Demolición del elemento
 - c. Fragmentación de los escombros en piezas manejables
 - d. Retirada y acopio de escombros
 - e. Limpieza de los restos de obra
 - f. Carga manual de escombros sobre camión o contenedor
4. Excavación por bataches.- Excavación alrededor de la cimentación hasta alcanzar la cara inferior del cimiento a recalzar en suelo grava mal compactada. Este proceso contempla las siguientes actividades:
 - a. Replanteo general y fijación de los puntos y niveles de referencia.
 - b. Colocación de camillas en las esquinas y extremos de las alineaciones.
 - c. Excavación en sucesivas franjas horizontales y extracción de tierras.
 - d. Refinado de fondos y laterales a mano, con extracción de las tierras.
 - e. Carga a camión o contenedor de las tierras excavadas.
5. Demolición de cimiento.- Demolición de zapata de concreto armado con martillo neumático. Este proceso contempla las siguientes actividades:
 - a. Demolición del elemento con martillo neumático
 - b. Fragmentación de los escombros en piezas manejables
 - c. Retirada y acopio de escombros
 - d. Carga manual de escombros sobre camión contenedor
6. Entibado de zapata reforzada.- Apuntalamiento y entibación ligera para una protección del 20% para recalce de cimientos. Este proceso contempla las siguientes actividades:

- a. Replanteo general y fijación de los puntos y niveles de referencia
 - b. Montaje de tablonces, cabeceros y codales
 - c. Clavado de todos los elementos
 - d. Desmontaje gradual del apuntalamiento y de la entibación
7. Instalación de micropilote.- Se procederá a trabajar con un micropilote de diámetro $D = 0.150\text{m}$, compuesto por un perfil tubular con rosca de acero ISO 11960 N-80 de 88.9mm de diámetro exterior y 6.5 mm de espesor y lechada de cemento con una relación agua/cemento de 0.4 vertido mediante el sistema de inyección única global IU y un núcleo de refuerzo con barras GEWI Plus de 25mm. Este proceso cuenta con las siguientes actividades:
- a. Limpieza y preparación del entorno afectado
 - b. Hincado de la camisa de refuerzo (acero laminado N-80)
 - c. Limpieza del fondo de perforación con un sistema de inyección de aire
 - d. Colocación de la armadura barras GEWI Plus de 25mm.
 - e. Inyección de lechada de cemento por el sistema IGU
8. Descabezado de micropilotes.- descabezado del exceso de micropilote hasta la cota del fondo del encepado añadiendo 0.1m para poder realizar la conexión con el grupo de pilotes por medio de vigas. Este proceso contempla las siguientes actividades:
- a. Descabezado del micropilote
 - b. Retirada y acopio de escombros
 - c. Carga manual de escombros sobre camión contenedor
9. Armado y colocación de acero para encepado.- suministro y colocación de acero Grado 60($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$). Este proceso contempla las siguientes actividades:
- a. Corte y doblado de la armadura
 - b. Montaje y colocación de la armadura

c. Sujeción de la armadura

10. Conexión entre cimientos con resina epoxi.- Aplicación manual de puente de unión, de ambos componentes, a base de resina epoxi, para mejorar la adherencia y la transmisión de cargas entre el concreto antiguo y el nuevo. Este proceso contempla las siguientes actividades:

a. Limpieza de la superficie soporte

b. Preparación de la mezcla

c. Aplicación del producto

11. Vaceado de Concreto.- Suministro de concreto $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ para encepado de reforzamiento. Este proceso contempla las siguientes actividades:

a. Vaceado y compactación

b. Curado del concreto

12. Relleno de excavación para recalce.- Formación de relleno manual de excavaciones con material de préstamo en recalce de cimientos y compactación en tongadas sucesivas de 20 cm de espesor. Este proceso contempla las siguientes actividades:

a. Extendido del material de relleno en tongadas de espesor uniforme

b. Humectación en cada tongada

c. Compactación

Es sistema de reforzamiento con micropilotes cuenta con 12 números de procesos y 44 números de actividades por lo que el ratio de complejidad del sistema es de 31.2. De acuerdo a lo establecido en la clasificación del sistema según ratio de complejidades, el reforzamiento con micropilotes es un sistema de alta complejidad.

Complejidad constructiva en el Ensanchamiento de Zapata.

Para poder entender la complejidad constructiva de un reforzamiento con el ensanchamiento de zapata es necesario saber el proceso constructivo.

1. Descargar la estructura.- Retirar los elementos que generen sobrecargas muertas existentes (Falsos pisos, pavimentos, tabiquerías, etc.)
 - a. Demolición de elementos.
 - b. Fragmentación de los escombros en piezas manejables.
 - c. Retirada y acopio de escombros.
 - d. Limpieza de los restos de obra.
 - e. Carga mecánica de escombros sobre camión o contenedor.
2. Limpieza Perimetral- Excavación.- Ejecutar rebaje de tierra perimetral, Profundidad de excavación 0.70 -0.80 m aproximadamente.
 - a. Replanteo general, fijación de los puntos y niveles de referencia.
 - b. Colocación de las camillas en las esquinas y extremos de las alineaciones.
 - c. Excavación en sucesivas franjas horizontales y extracción de tierras.
 - d. Refinado de fondos y laterales a mano, con extracción de las tierras.
 - e. Carga a camión o contenedor de las tierras excavadas.
3. Preparación de Superficie.- Se procede a desbastar la superficie de concreto de zapata aislada por medios mecánicos (bujarda eléctrica) con la finalidad de dejar el soporte rugoso. Se ejecutan franjas cada c/ 0.25 m, a modo rectángulos de 10 cm de ancho por 70 cm de profundidad, para facilitar la adherencia y la traba del grout.
 - a. Se procede a desbastar la superficie de concreto de zapata aislada por medios mecánicos.
 - b. Se ejecutan franjas cada c/ 0.25 m, a modo rectángulos de 10 cm de ancho por 70 cm de profundidad
4. Perforación.- Se ejecutan perforaciones a cada 25 cm a una altura de 15 cm y 60 cm medida desde la cota inferior, con el fin de anclar los aceros longitudinales en la zapata existente.
 - a. Colocación de Puntos para perforación.

- b. Perforación del concreto existente.
- 5. Colocación de Resina Epoxi Para Concreto.- Colocación de resina epoxi, para conexión entre cimientos.
 - a. Limpieza de la superficie soporte.
 - b. Preparación de la mezcla.
 - c. Aplicación del producto.
- 6. Armado y Colocación del acero.- Se dispone de armadura de anclaje con fines constructivos y de diseño, recubiertas con epoxico para mejorar la adherencia.
 - a. Habilitación de Acero.
 - b. Amarre de Acero.
 - c. Colocación de Acero.
- 7. Vaceado de Concreto.- Se Vacea concreto con la misma o mayor resistencia al concreto existente.
 - a. Preparación de Terreno.
 - b. Preparación de la mezcla.
 - c. Vaceado y vibrado de concreto.
- 8. Curado de la Zapata Aislada.- El curado se efectúa mediante riego de agua o con líquido especial de curado (filmógeno) durante 3 días seguidos.
 - a. Colocación de Mantas de Yutes en la Zapata.
 - b. Riego de agua sobre los Yutes.
- 9. Colocar Relleno.- Extendido del material de relleno en camadas de espesor uniforme. Humectación de cada camada y luego Compactación a cada 0.20m.
 - a. Extendido del material de relleno en tongadas de espesor uniforme.
 - b. Humectación de cada Camada.
 - c. Compactación.

10. Vaceado de Concreto Simple.- Se Vacea concreto simple para falso piso 0.10 m de espesor y luego se procede al curado.

- a. Preparación del concreto.
- b. Vaciado y compactación del concreto.

11. Curado del Falso Piso.- El curado se efectúa mediante riego de agua o con líquido especial de curado (filmógeno) durante 3 días seguidos.

- a. Preparación de Terreno.
- b. Preparación de la mezcla.
- c. Vaceado y vibrado de concreto.

Es sistema de reforzamiento con ensanchamiento de zapata cuenta con 11 números de procesos y 36 números de actividades por lo que el ratio de complejidad del sistema es de 28.5. De acuerdo a lo establecido en la clasificación del sistema según ratio de complejidades, el reforzamiento con ensanchamiento de zapata es un sistema de “**Moderada**” complejidad.

4.10.5 Mano de obra calificada:

Se entiende por mano de obra calificada a la parte de trabajadores que tienen destrezas específicas y técnicas para la elaboración de un proyecto, en el caso de un proyecto de construcción, la mano de obra calificada estaría comprendida por el personal staff y el personal obrero.

Los agentes principales de este flujo de personal, son las empresas, quienes piden profesionales de alto nivel competitivo, mano de obra calificada, para elevar la producción y mejorar sus utilidades. De acuerdo a esto se puede inferir que, la cantidad de trabajadores por empresa tiene una relación directamente proporcional con la cantidad de mano de obra calificada. Por lo que, para este tipo de comparativo analizaremos 5 empresas dedicadas al reforzamiento de las distintas propuestas y se analizará el número de trabajadores globales por empresa.

Mano de obra calificada en el reforzamiento con Micropilotes

Para poder deliberar sobre la mano de obra calificada empleada en el reforzamiento de micropilotes primero realizaremos un resumen del estudio de empresas que trabajan con este sistema.

En nuestro país, de acuerdo a datos difundidos por el INEI, existen 42 434 empresas de construcción de las cuales un porcentaje reducido se dedica a la construcción e instalación de pilotes y micropilotes. Entre las más significativas, de acuerdo a un criterio organizativo, se tiene las siguientes empresas:

Tabla 16 Cantidad de trabajadores por empresa seleccionada según su clasificación organizacional

Cantidad de trabajadores por empresa					
Empresas	Mota Engil Perú	PSV Constructores S.A	Terratest Perú	DYWIDAG Sustems International (DSI)	Pilotes Franki Peruana S.A.C
RUC	20100045517	20112482021	20511080518	20518256751	20101887171
2014 - 08	4126	149	154	31	42
2014 - 09	3566	130	152	32	57
2014 - 10	4868	98	153	34	19
2014 - 11	3008	94	151	36	19
2014 - 12	2598	90	149	35	18
2015 - 01	2412	80	145	33	17
2015 - 02	2540	74	139	32	16
2015 - 03	2679	54	147	31	15
2015 - 04	4378	52	141	33	16
2015 - 05	2831	63	143	33	32
2015 - 06	2845	77	144	34	30
2015 - 07	3081	98	141	34	13

Las empresas descritas en la tabla mostrada son de calidad internacional siendo únicamente PSV Constructores la empresa de capital nacional especializada en la construcción de cimentaciones profundas y obras portuarias, con 24 años de

fundación y con sedes en Colombia y Chile. Por lo que se puede inducir que el trabajo presentado por estas empresas el de alta calidad.

Sin embargo, no todas las empresas mencionadas en la tabla brindan el servicio de micropilotaje, en la siguiente tabla mostraremos cuales son las empresas que brindan el diseño y construcción de micropilotes

Tabla 17 Servicios brindados por las empresas dedicadas al trabajo con pilotes y micropilotes

Empresas	Servicios brindados								
	Vibrosustitución	Pilotes tipo Franki Estándar (1)	Pilotes hincados	Pilotes perforados en seco	Pilotes perforados con fluido	Pilotes perforados encamisados	Micropilotes (2)	Suministro de material (3)	Estudio de suelos
Pilotes Franki Peruana		X						X	
PSV Constructores			X	X	X	X	X	X	
Pilotes Terratest Perú	X			X	X	X	X	X	
Mota Engil Perú				X	X	X	X	X	X
DSI Perú							X	X	
Observación: (1) La empresa Pilotes Franki Peruana únicamente brinda el servicio de construcción de pilotes tipo Franki Estándar, mas no el de su diseño. (2) La empresa DSI Perú únicamente brinda el servicio de diseño de micropilotes, mas no el de su construcción. (3) El servicio de construcción de cimentaciones profundas puede incluir el costo del material empleado (concreto y acero). DSI solo brinda barras GEWI de alta resistencia.									

En resumen, las cinco empresas (05) escogidas para esta comparación presentan, de manera global, 3 354 (tres mil trescientos cincuenta y cuatro) trabajadores considerados como mano de obra calificada.

Mano de obra calificada en el reforzamiento con ensanche de zapata

En este inciso se realizará un estudio de las empresas del mercado peruano que realizan reforzamientos con ensanches de zapata.

Tabla 18 Calidad de trabajadores por empresas seleccionada según su clasificación organizacional

Cantidad de trabajadores por empresa					
Empresas	GyM	JJC	TOP CONSULT INGENIERIA S.A.C.	AGER INGENIERIA ESTRUCTUR AL S.A.C.	STRUCTURAL S.A.C.
RUC	20100045517	20112482021	20518088786	20600959043	20600094085
2014 - 08	1126	1149	54	131	52
2014 - 09	1566	1130	52	132	57
2014 - 10	1868	998	53	134	59
2014 - 11	1008	994	51	136	59
2014 - 12	1598	990	49	135	58
2015 - 01	1412	980	45	133	57
2015 - 02	1540	974	39	132	56
2015 - 03	1679	954	47	131	55
2015 - 04	1378	952	41	133	56
2015 - 05	1831	963	43	133	52
2015 - 06	1845	977	44	134	50
2015 - 07	1081	998	41	134	53

Las empresas descritas en la tabla mostrada son de calidad internacional siendo Top Consult ingeniería S.A.C y Structural S.A.C empresas que se desarrollan en el ambito nacional especializadas en la construcción de cimentaciones profundas y reforzamientos estructurales. Estas empresas poseen más 25 años como organización .Por otro lado, GYM y JJC forman parte de las mejores empresas constructoras y consultoras a nivel latinoamericano. Por lo que se puede inducir que el trabajo presentado por estas empresas es el de alta calidad.

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones:

Se presenta un documento de utilidad para aquellas personas que deseen comparar qué tipo de reforzamiento desee utilizar y que puedan basar su elección en los servicios brindados en el medio y las condiciones de la obra. Este documento descriptivo y analítico tiene como única finalidad la de orientar más no la de crear un patrón de elección debido al entorno en el que trabajan las cimentaciones: el suelo. Este al ser un elemento creado por la naturaleza se comportará de una infinidad de formas imprevisibles así existan una serie de rigurosos estudios que traten de predecir su comportamiento, inclusive las normas empleadas en el desarrollo de esta tesis.

Se propone un diseño para los dos tipos de reforzamientos, ratios de costo y tiempo para una zapata reforzada. Así mismo, proporciona una comparación entre cuál de estos reforzamientos presenta mayor eficiencia estructural, tiene procesos de construcción menos complejos y si estos cuentan con la mano de obra calificada en el mercado peruano para su correcta ejecución.

A continuación se presenta un cuadro de resumen de resultados de los sistemas de reforzamientos desarrollados en la presente tesis. En los que se evalúa comparativamente el costo, tiempo, eficiencia estructural, complejidad constructiva y mano de obra calificada.

Tabla 19: Cuadro de Resumen de Resultados de los Sistemas de Reforzamiento Propuestos

Cuadro de Resumen de Resultados de los Sistemas de Reforzamientos Propuestos		
Comparativos	Refuerzo con Micropilotes	Refuerzo con ensanche de zapata
Costo del Reforzamiento	S/. 4,674.05	S/. 4,651.61
Tiempo del Reforzamiento	12 días	12 días
Eficiencia Estructural	1.06 Ton/m ² En un área de 2.56m ²	1.69 Ton/m ² En un área de 5.76m ²
Complejidad Constructiva	Alta	Moderada
Mano de Obra Calificada	3,354 trabajadores	2,307 trabajadores

El primer aspecto comparado es el costo del reforzamiento, como se puede apreciar en el cuadro, la diferencia entre el costo del reforzamiento con micropilotes y el costo de reforzamiento por el método de ensanche de zapata no representa una diferencia sustancial por tener este último un área de influencia 2.25 mayor. Por lo que, para optar por la opción de reforzamiento por ensanche se deberá evaluar todas las cimentaciones en conjunto.

El segundo aspecto es el tiempo de ejecución, para este proceso se elaboró un cronograma de actividades para el reforzamiento de un tipo determinado de zapata con ambos sistemas de refuerzo. Como se observa en el cuadro, ambas partidas presentan el mismo tiempo de ejecución. No obstante, de acuerdo a lo mencionado en el ítem 4.7.2 Tiempo de Ejecución, el reforzamiento por micropilotes tiene un proceso constructivo que permite realizar un trabajo sectorizado por lo que facilita trabajar en otras cimentaciones que necesiten ser reforzadas.

El tercer aspecto comparado es la eficiencia estructural. Como se detalló en el inciso correspondiente a tal comparativo, el sistema que pueda soportar las solicitaciones mayoradas con un mayor factor de seguridad con el menor peso y en la menor área, es un

sistema eficientemente estructural De acuerdo a ello, se puede inferir que el sistema más eficiente es el reforzamiento con micropilotaje ya que si bien es cierto tiene un peso mayor al ensanche de zapata utiliza la menor cantidad de área.

El cuarto aspecto comparado es la complejidad constructiva, como se desarrolló en párrafos anteriores la medición de este tipo de comparativo comprende los procesos, las actividades y las interdependencias que tengan entre ellas. En tal sentido, realizando un análisis independiente por zapata, el reforzamiento con ensanche de zapata, a pesar de tener aproximadamente el mismo número de procesos que la otra propuesta, presenta una complejidad moderada ya que cuenta con menores actividades creando así menores dependencias en comparación con el reforzamiento por micropilotaje que presenta una complejidad alta.

De acuerdo a las conclusiones señaladas anteriormente la complejidad constructiva, el costo y el tiempo que se necesitará para la ejecución de ambos tipos de reforzamientos representan las características más importantes que el cliente analizará para optar por un tipo de reforzamiento. No obstante, en la presente tesis ambas propuestas de reforzamientos presentan cifras similares en estos tres tipos de comparaciones. Por lo que, el ítem que determinará la opción a tomar será la eficiencia estructural, la cual está establecida por la estructura que pueda soportar las solicitaciones de carga con el menor peso y en la menor área.

5.2 Recomendaciones

- Los cálculos de reforzamientos realizados han tomado como muestra a la zapata que recibía las solicitaciones de cargas mayoradas tras la ampliación de los niveles. En tal sentido, para analizar el comportamiento de las zapatas restantes, se recomienda

realizar el cálculo de dimensionamiento integral a fin de ampliar la aproximación de los ratios comparativos.

- Realizar un estudio integral de las cimentaciones para ampliar y/o mejorar la aproximación de los ratios comparativos.
- Realizar un análisis de asentamientos diferenciales que pudieran ser provocados en la ejecución del reforzamiento de las cimentaciones.
- Realizar un análisis de posibles agrietamientos en los elementos estructurales de la cimentación debido a los trabajos de reforzamiento.
- Realizar un estudio comparativo de los costos de “Demolición de la Estructura vs el reforzamiento integral”.
- Proponer otros métodos de reforzamiento para realizar el análisis comparativo de reforzamiento integral.
- Proponer la elaboración de un marco normativo para el reforzamiento de cimentaciones.

6 REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA:

- Astorga , A., & Rivero, P. (2011). *Patologías en edificaciones* . Caracas -Venezuela : CIGIR (Centro de Investigacion en gestion de integral de riesgos).
- Astorga, A., & Rivero, P. (2011). *Patologías en las edidficaciones*. Caracas -Venezuela: CIGIR (Centro de Investigacion en gestion integral de Riesgos).
- Astorga, A., & Rivero, P. (s.f.). *Patologías en las edificaciones* .
- Barbat, A. (2009). Prontuario características técnicas de los terrenos y cimentaciones adecuadas a los mismos. *Revista Internacional de Ingenieria de estructuras.*, 107-120.
- Cancelado, R. (2013). Caracterización experimental de riostras de pandeo restringido a escala sometidas a cargas cíclicas. *Revista de Ingeniería- Universidad de los Andes. Bogotá , Colombia INNS 0121-4993*, 17-23.
- Cardenete, E. (2013). Patologías de las cimentaciones. *Departamento de construcciones arquitectónicas*.
- Carrasco Bustamante, L. (2011). *Comportamiento Axial de Arriostres de Acero*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- CONSTRUMÁTICA. (28 de ABRIL de 2016). Obtenido de CONSTRUMÁTICA MATEPORAL DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN:
http://www.construmatica.com/construpedia/Zapatas_Aisladas
- COOPERATIVE EXTENSION SERVICE UNIVERSITY OF ALASKA FAIRBANKS . (s.f.). Foundation Retrofit & Rehabilitation. *Alaska Building Research Series HCM-01555*.
- Cruz Ross, A. (2012). *Técnicas de Refuerzo y Recimentación. Sistemas no Tradicionales*.
- Das, B. M. (s.f.). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*.
- Díaz de Real Salguero, E. (2015). Sistema de recalce de cimentaciones en los proyectos de conservación de edificios patrimoniales en Andalucía.Revisión crítica de intervenciones realizadas y de los sistemas empleados. Sevilla- España.
- Doebling , S., Stubbs, N., & Mottershead, J. (2009). Nondestructive construction error detection in large space structures. *AIAA*, 146–152.
- Echevarría, E., Da Casa, F., & Celis, F. (2012). El movimiento en la ejecución de recalces con inyección armada. Análisis de tres casos con movimientos previos. *Informes de la construcción ISSN 0020-0883*.
- Escamilla Hernández , L., & Ramírez de Alba, H. (2011). Rehabilitación para un cambio de uso y prolongacion de vida útil en edificaciones. *Revista Académica de la Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, Vol.15, ISSN 1665-529X*.
- Fathi, D. M. (2012). Deep Foundation- Chapter 3. *Department of Civil Engineering*.

- Ferreira Sánchez, A., Alba Rodríguez, M., Ramirez de Arellano, A., & Marrero, M. (2016). Recalce en Condiciones de Emergencia: 40 viviendas cercanas al río Guadalquivir, España. *Informes de la Construcción* ISSN-L 0020-0883.
- García, G. d. (2002). *Rehabilitación de cimentaciones*.
- Ghiasi, V., Reza Mohammadirad, A., & Baharipour, S. (2013). Methods of Retrofitting the Foundation of Unreinforced Masonry Buildings. *EJGE* 5747-5758.
- I.E.S. Élaios-Gobierno de Aragón. (2013). ARQUITECTURA Y URBANISMO EN LA 1º MITAD DEL SIGLO XX. *Revista de I.E.S. Élaios-Gobierno de Aragón*.
- Instituto Nacional De Estadística e Informática INEI. (2015). Estado de la Población Peruana - 2015. *Revista del Instituto Nacional de Estadística e Informatica*.
- Khoshnoudian, F., & Esfandiari, A. (2011). Structural damage diagnosis using modal data. *Scientia Iranica*, 853-860.
- Liddicoat, S., & Thomas, G. (2011). Retrofitting House Foundation to Resist Earthquakes. *Centre for Building Performance Research Victoria University of Wellington*.
- lo. (202). po. ñp, 20-202.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). Norma Técnica E. 030 "Diseño Sismorresistente". *El Peruano*, 6291-6322.
- Ministerio de Vivienda Saneamiento y Construcción . (s.f.). 2016.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). Norma Técnica E. 030 "Diseño Sismorresistente". *El Peruano*, 6291-6322.
- Morales-Soto, N., & Zavala, C. (2008). TERREMOTOS EN EL LITORAL CENTRAL DEL PERÚ: ¿PODRÍA SER LIMA EL ESCENARIO DE UN FUTURO DESASTRE? *Revista Peruana de Medicina Experimental y Salud Pública*, ISSN 1726-4642, 25(2): 217-224.
- Oviedo, J., & Duque, M. (Diciembre 2006). SISTEMAS DE CONTROL DE RESPUESTA SÍSMICA EN EDIFICACIONES. *Escuela de Ingeniería de Antioquía (EIA)*, ISSN 1794-1237, Número 6, p.105-120.
- Peréz Alfonso, M., & de la Rosa González, J. (2011). Estudio y Validación del reforzamiento de elementos de hormigón armado sometidos a flexión con fibras de carbono. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, Vol 5, núm 3, E-ISSN 1990-8830.
- Tavera, H., & Buforn, E. (1998). Sismicidad y sismotectónica de Perú. *Departamento de Geofísica. Universidad Complutense de Madrid*, ISSN 0214-4557, 187-219.
- Valcarcel, J. P. (2011). *Técnicas Básicas de Reclases*. La Coruña - España: E.T.S.A de la Coruña.
- Wikilibros. (01 de Junio de 2016). Obtenido de Wikilibros:
https://es.wikibooks.org/wiki/Patolog%C3%ADa_de_la_edificaci%C3%B3n/Cimentaciones/Superficiales/Reparaci%C3%B3n#Refuerzo_mediante_inyecci.C3.B3n.

7. ANEXOS

DISEÑO DE MICROPILOTE

RESISTENCIA POR FUSTE PARA MICROPILOTES EMPOTRADOS EN ROCA SANA									
Resistencia Tn.	Parámetro de fuste f=			1	kg/cm²				
	Profundidad de empotramiento (m.)								
Ø µPilate	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
150	4.712	7.069	9.425	11.781	14.137	16.493	18.850	21.206	23.562
200	6.283	9.425	12.566	15.708	18.850	21.991	25.133	28.274	31.416
240	7.540	11.310	15.080	18.850	22.619	26.389	30.159	33.929	37.699
300	9.425	14.137	18.850	23.562	28.274	32.987	37.699	42.412	47.124

Resistencia	Parámetro de fuste f=		2	kg/cm²					
Tn.	Profundidad de empotramiento (m.)								
Ø µPilate	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
150	9.425	14.137	18.850	23.562	28.274	32.987	37.699	42.412	47.124
200	12.566	18.850	25.133	31.416	37.699	43.982	50.265	56.549	62.832
240	15.080	22.619	30.159	37.699	45.239	52.779	60.319	67.858	75.398
300	18.850	28.274	37.699	47.124	56.549	65.973	75.398	84.823	94.248

Resistencia	Parámetro de fuste f=		3	kg/cm²					
Tn.	Profundidad de empotramiento (m.)								
Ø µPilate	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
150	14.137	21.206	28.274	35.343	42.412	49.480	56.549	63.617	70.686
200	18.850	28.274	37.699	47.124	56.549	65.973	75.398	84.823	94.248
240	22.619	33.929	45.239	56.549	67.858	79.168	90.478	101.788	113.097
300	28.274	42.412	56.549	70.686	84.823	98.960	113.097	127.235	141.372

Resistencia Tn.	Parámetro de fuste f=		4	kg/cm²					
	Profundidad de empotramiento (m.)								
Ø µPilate	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
150	18.850	28.274	37.699	47.124	56.549	65.973	75.398	84.823	94.248
200	25.133	37.699	50.265	62.832	75.398	87.965	100.531	113.097	125.664
240	30.159	45.239	60.319	75.398	90.478	105.558	120.637	135.717	150.796
300	37.699	56.549	75.398	94.248	113.097	131.947	150.796	169.646	188.496

Estos valores se deben comparar con el tope estructural del micropilote según su armadura tubular y su barra Gewi.

ángulo	34		
Ko	coeficiente de presión de tierra lateral	0.4408	
kp	coeficiente de presión lateral pasiva	3.5371	
ka	coeficiente de presión lateral activa	0.2827	
K	coeficiente de presión lateral	1.4202	
Zcr	3 m	ángulo de fricción interna	
ysat	22.15 KN/m	δ	22.667 grados
yw	10.8 KN/m	coeficiente de fricción lateral fuste	
o'v	34.05 KN/m²	f	20.196

REFORZAMIENTO CON MICROPILOTE			
Área de reforzamiento	2.56 cm²		
Lista de materiales para 4 micropilotes	Metrado	Precio	
Armadura tubular N80 88.9	4	30.62	122.48
Micropilote GEWI 25mm	4	278.44	1113.76
Acero de reforzamiento 5/8	1.55 kg	4.38	6.789
Lechadas y mortero de cemento	0.42 cm³	0.31	0.1302
Movimiento de tierras	2.02 cm³	21.8	44.036
Resina Epoxi	0.32	0.32	0.1024
			1287.3

Características físicas de las varillas corrugadas

	Diámetro	Kg/ml	Diámetro (mm)	Área (mm²)	Perímetro (mm)	Pzas/ton*
# 2.5		0.388	7.90	49	24.80	
# 3	3/8"	0.560	9.50	71	29.80	149
# 4	1/2"	0.994	12.70	127	39.90	84
# 5	5/8"	1.552	15.90	198	50.00	54
# 6	3/4"	2.235	19.10	285	60.00	37
# 8	1"	3.973	25.40	507	79.80	21
# 10	1 1/4"	6.225	31.80	794	99.90	14
# 12	1 1/2"	8.938	38.10	1140	119.70	9

Nota: La longitud comercial de cada pieza es de 12 metros
* Valor aproximado

Metrado:

TRABAJOS PRELIMINARES						
	Unidad	Largo	Ancho			
Ensayos de la cimentación existente	und.			Cantidad	1	1.00 und
Trazo y Replanteo	m²	1.6	1.6			2.56 m²
Apeo de losa horizontal	m²	2	2			4.00 m²

MOVIMIENTO DE TIERRAS						
Volumen de excavación	zapata a	zapata b	columna	columna	altura	3.02 m³
Volumne de demolición manual de piso	1.6	1.6	0.4	0.4	0.1	0.24 m³
Volumen de demolición manual zapata	0.6	0.6			0.7	1.54 m³
Volumen de excavación del terreno	1.6	1.6	0.4	0.4	0.4	0.96 m³
	Diam perforacion		Longitud perforación		#	
Volumen de excavación micropilote	D=	0.15	L=	4	4	0.28 m³
Volumen de relleno						1.65 m³
Volumne de relleno	1.6	1.6	0.4	0.4	0.5	1.65 m³
Volumen de eliminación						0.93 m³
Volumne de eliminación						0.93 m³

MICROPILOTE					
Acero N80	Cantidad	Largo	Altura		
Acero laminado N80	4	4.1			16.40 m
Acero de Refuerzo GEWI Plus	4	Peso	3.85		15.40 kg
Descabezado de micropilotes	4		0.1		0.40 m
Lechada o mortero					
mortero micropilote	D = 0.200 m	L = 4.000 m	Cantidad	4	0.50 m³

PUENTE DE UNIÓN					
Puente de unión con resina epoxi	Ancho	Largo		Peralte	4.48 m²
Área de union	1.6	1.6		0.7	4.48 m³

CONCRETO F'C =280						
Concreto f'c =280	zapata a	zapata b	columna	columna	altura	1.26 m³
Volumne de reforzamiento	1.4	1.4	0.4	0.4	0.7	1.26 m³

ENCOFRADO					
Área de encofrado	Ancho	Largo		Peralte	4.48 m²
Área de encofrado	1.6	1.6		0.7	4.48 m³

ACERO																	
DETALLE	DESCRIPCION	DISEÑO DEL ACERO			f	CADA ELEMENTO			LONGITUD TOTAL POR DIAMETRO								
						CANT.	N°	LONG.	12 mm	1 4"	3 8"	1 2"	5 8"	3 4"	1"	1 3/8"	
ZAPATA TÍPICA	ACERO LONGITUDINAL NEGATIVO ENTRE EJE A-D	0.25	1.45	0.25	5/8"	02	003	1.95	--	--	--	--	11.70	--	--	--	
	ACERO LONGITUDINAL NEGATIVO ENTRE EJE A-D	0.25	1.45	0.25	5/8"	02	003	1.95	--	--	--	--	11.70	--	--	--	
	ACERO LONGITUDINAL NEGATIVO ENTRE EJE B		1.45		5/8"	00	007	1.45	--	--	--	--	0.00	--	--	--	
	ACERO LONGITUDINAL NEGATIVO ENTRE EJE C		1.45		5/8"	00	007	1.45	--	--	--	--	0.00	--	--	--	
ENTRE EJES A"-A																	
Estribos @ 0.05 m = 01		0.26															
Estribos @ 0.15 m = 11		0.51															
Estribos @ 0.15 m = Resto																	
longitud total L= 1.44 m																	
					Desperdicio:	5%			TOTAL	0.00	0.00	0.00	72.00	23.40	0.00	0.00	0.00

DIAMETRO		1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
LONGITUD TOTAL x DIAMETRO		0.00	0.00	72.00	23.40	0.00	0.00	0.00
PESO kg/m		0.25	0.56	0.99	1.55	2.24	3.97	7.91
TOTAL (kg)		0.00	0.00	71.57	36.32	0.00	0.00	0.00
TOTAL DE ACERO EN PESO (KG)		107.88 kg						

APUs

[illegible]

http://www.generacionnegros.info/infocubillas/cuillaprecio.asp?VMore=0_0_0300PC010page_0pg_010_vchab_0_0_1_0_30_0_100_0_0

<http://www.cmaa.org/secure/askthequestions/askthequestions/Questions.aspx?Questions=10>, de conectación de cables 0 0 0 0 1 1

http://www.pera.gub.ve/generadorderecursos/informabilidad/acceso/AsociacionEntidad_terreno/Recursos/Movimiento_de_siembrayAZOCO_Evaluacion_por_indicadores_para_recoger

http://www.ceru.com.ar/encuestas/info/evaluacion/cakubarranco_2007/valor10_0_0_0111C#0101enc_sche_010_0_343_0_2_0_0_16_0_100_6_0_0_10

http://www.cerba.cemadanderecruis.info/infodisidilacion/Comenclaciones/Resoluciones/Microsluade_en_comenclu/CM010_Microsluade_con_armadura_de_cerfi.htm

http://www.peru.gob.pe/ministerio-de-agricultura-y-irrigacion/Comunicacion/Recursos/Microplagas_en_cinco_mitos_C2010 Descabezado de microplaga para la hoya

www.peru.gob.pe/informacion/publicaciones/asi/7/Mx=810_0101CHM0101cha_0101_0000000000

http://www.pera.gub.ve/generadordeprecios/info/rehabilitacion/Comentarios/Concretos_y_aceros_y_encofrados/Concretos/Concreto_para_armar.html

http://www.certrac.com/centraldecontenidos/informadadibacion/Comentarios/Resumen/Comentarios_comentarios/C20000 Puede de unirse a lista de reserva no tiene

<http://www.peru.gob.pe/ministerio-justicia/areas-de-trabajo/area-de-trabajo-1> del terreno/Procedimientos/Alfabetización de Serenos/AJ20030. Modelo manual de evaluaciones, en línea.

COSTO:

REFORZAMIENTO CON MICROPILOTES					
Presupuesto de Reforzamiento con Micropilotes de 200 mm en una zapata de 1.6m x 1.6m					
Item	Descripcion	Und.	Metrado	Precio unitario	Precio Parcial
0	Propuesta de Reforzamiento con Micropilotes de 200 mm				S/ 4,674.05
01.01	Trabajos preliminares				S/ 770.06
01.01.01	Trabajos de campo, ensayos e informes				204.85
01.01.01.01	Ensayos en cimentación existente	und	1.00	204.85	204.85
01.01.02	Demoliciones				512.37
01.01.02.01	Demolición de concreto simple falso piso e=0.10	m³	0.24	56.01	13.44
01.01.02.02	Demolición de concreto armado cimentación	m³	1.54	323.98	498.93
01.01.03	Apuntalamientos de Construcciones Existentes				47.08
01.01.03.01	Apuntalamiento Horizontal	m²	4.00	11.77	47.08
01.01.04	Trazos, niveles y replanteo				5.75
01.01.04.01	Trazos, niveles y replanteo	m²	2.56	2.25	5.75
01.02	Movimiento de Tierras				S/ 98.36
01.02.01	Excavación por bataches h=1.2m	m³	0.96	44.18	42.41
01.02.02	Relleno manual de excavaciones, en recalces de cimientos	m³	1.65	17.37	28.66
01.02.03	Eliminación de material excedente	m³	0.93	29.39	27.29
01.03	Obras de concreto armado				S/ 3805.64
01.03.01	Entibado de zapata reforzada	m²	4.48	30.89	138.39
01.03.02	Perforación,limpieza, hincado e inyección IRS de micropilotes	ml	16.40	162.01	2656.96
01.03.03	Acero refuerzo de micropilote GEWI plus 25mm	kg	15.40	5.69	87.63
01.03.04	Descabezado de micropilotes	ml	0.40	16.29	6.52
01.03.05	Acero de refuerzo en cara de cimentación Grado 60	kg	107.88	3.37	363.57
01.03.06	Puente de union resina epoxi, para conexión de cimentaciones	m²	4.48	26.89	120.47
01.03.07	Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm² para zapata	m³	1.26	342.94	432.10

TIEMPO DE MICROPILOTE:

REFORZAMIENTO CON MICROPILOTES													
Presupuesto de Reforzamiento con Micropilotes de 200 mm en una zapata de 1.6m x 1.6m													
Item	Descripcion	Lu	Ma	Mi	Ju	Vi	Sa	Lu	Ma	Ma	Ma	Ma	Ma
	Propuesta de Reforzamiento con Micropilotes de 200 mm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
01.00	OBRAS PROVISIONALES , TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD												
01.01	Trabajos preliminares												
01.01.01	Trabajos de campo, ensayos e informes												
01.01.01.01	Ensayos en cimentación existente												
01.01.02	Demoliciones												
01.01.02.01	Demolición de concreto simple falso piso e=0.10												
01.01.02.02	Demolición de concreto armado cimentación												
01.01.03	Apuntalamientos de Construcciones Existentes												
01.01.03.01	Apuntalamiento Horizontal												
02.00	ESTRUCTURAS												
02.01	Movimiento de Tierras												
02.01.01	Excavación por bataches h=1.2m												
02.01.02	Relleno manual de excavaciones, en recalces de cimientos												
02.01.03	Eliminación de material excedente												
02.02	Obras de concreto armado												
02.02.01	Entibado de zapata reforzada												
02.02.02	Perforación,limpieza, hincado e inyección IRS de micropilotes												
02.02.03	Acero refuerzo de micropilote GEWI plus 25mm												
02.02.04	Descabezado de micropilotes												
02.02.05	Acero de refuerzo en cara de cimentación Grado 60												
02.02.06	Puente de union resina epoxi, para conexión de cimentaciones												
02.02.07	Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm² para zapata												

EFICIENCIA ESTRUCTURAL DE MICROPILETE

Peso Armadura de acero N70	
Longitud total de varilla	16.40 m
Peso del acero D= 88.3/7	14.20 kg/ml
Peso de armadura	232.88 kg
Peso Micropilote GEWI Plus	
Longitud total de varilla	16.00 m
Peso del acero D= 25	3.85 kg/ml
Peso de armadura	61.60 kg

Dosificación de mortero	
Metrado	0.50 m³
Agua	110.00 kg
Cemento	227.00 kg
Arena	817.50 kg
Dosificación de concreto	
Metrado	1.26 m³
Agua	925.28 kg
Cemento	236.00 kg
Piedra	596.99 kg
Arena gruesa	437.92 kg

Peso del reforzamiento	
cemento	463.00 kg
acero refuerzo	107.88 kg
acero micropilote	232.88 kg
acero GEWI	61.60 kg
Piedra	596.99 kg
Arena	1255.42 kg
Total	2.72 ton
Peso total por m²	1.06 Ton/m²

$$kg_c = \frac{V}{\frac{1}{3.15} + \frac{aC}{1}}$$

Pilote GEWI® B500B & S555/700

Diámetro nominal Ø	Resistencia a tracción f _{ctd} /f _{yk}	Sección A	Carga al límite elástico F _{yk}	Carga al límite de rotura F _{rk}	Peso	Peso de la doble protección contra la corrosión	Homologación
[mm]	[N/mm²]	[mm²]	[kN]	[kN]	[kg/m]	[kg/m]	
20	500/550	314	157	173	2.47	5.9	○
25	500/550	491	245	270	3.85	7.0	○
28	500/550	616	308	339	4.83	8.6	○
32	500/550	804	402	442	6.31	9.5	○
40	500/550	1,257	626	691	9.80	13.6	○
50	500/550	1,963	982	1,080	15.41	21.0	○
63.5	555/700	3,167	1,758	2,217	24.86	32.4	X

ARMADURAS EN ACERO N-80 API SCT (Diámetro, espesor, h)															
Ø, espesor (mm)	80	5	73	5.5	89	7	89	9	101	9	114	7	114	9	114
h _h (h _h mm)	3800	5000	3000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000
Inercia, cm ⁴	24.6	47.0	110.2	149.2	214.2	204.1	298.2	419.0	294.7	607.8					
Módulo resistente, cm ³	11.0	18.3	34.3	41.2	55.0	59.3	77.3	88.9	92.0	137.1					
Factor máximo, mm	0.4	0.9	1.7	2.1	3.0	3.0	3.6	4.4	4.6	6.9					
Peso, kg/ml	6.8	9.2	14.8	17.8	26.4	18.5	23.3	30.0	26.2	31.8					

DISEÑO FINAL PARA: 0.59 m3 DE CONCRETO

ELEMENTO	PESO
AGUA	95.276 kg.
CEMENTO	236.000 kg. Ó 5.6 bolsas
PIEDRA	596.986 kg.
ARENA	437.915 kg.
TOTAL	806.044 kg.

ELEMENTO	VOLUMEN	DOSIFICACION
AGUA	0.095 m3	1.3 K
CEMENTO	0.076 m3	1.0 K
PIEDRA	0.373 m3	4.9 K
ARENA	0.166 m3	2.2 K
TOTAL	0.710 m3	

227
817.5
110

COMPLEJIDAD CONSTRUCTIVA DE MICROPILETE

EJECUCION-ETAPAS		Medios Necesarios para la Ejecución		Maquinaria		Mano de Obra	
1	Empleo en cimentación vertical	5	1	Equipo de Excavación	1 Retroranadora, Cuchara y/o Martillo 1 Grúa Pórtico, cuando se requiera	Capataz Cuadrilla de Excavadores: 2 Oficiales y 1 Peon Cuadrilla de Formadores: 2 Oficiales y 1 Peon Cuadrilla de Horistas: 1 Oficiales y 2 Peon	
Empleo para determinar el tamaño inferior de una zapata, mediante el uso de palucheros, observando el tamaño de barros y la disposición de las mismas, sin incluir cada 10 segundos de excavación o excavaciones.		se tiene que trabajar a base a la decisión para para la comunidad. La construcción de este material sea medida con el uso de alfileres. La relación que existiera en el 0.6 y el diámetro más del agujero es de 25mm		1 Grúa pórtico			
2	Aparentamiento Horizontal	5	2	Equipo de Perforación	1 Perforadora de acero limitado		
Preparación de la superficie y plataforma de trabajo teniendo en consideración el acceso a la maquinaria y el adecuado acondicionamiento de las instalaciones necesarias		Se dispone a inspeccionar también con una relación agua / cemento 0.4		Equipo de Soplado y sistroneo		Equipo de Excavación Mototransmisor/escavadora sobre neumáticos, de 12.3 MW.	
3	Demolición de concreto simple f'cd=10	6	3	Equipo de Bombeo de Lechada	1 Mezcladora para mezclar mortero de cemento agua y aditivo 1 Agitador para garantizar la continuidad de la lechada 1 Bomba de lechada para impulsar la mezcla	Equipo para perforación: basculas de micropilotes Equipo para inyecciones profundas, con bomba de baja presión y carro de perforación.	
Demolición de falso piso de 10 cm de canto total, con medios manuales, martillo neumático y equipo de corte, pero levantando el piso completo, y carga manual sobre camión o contenedor		Acero laminado (se la primera construcción al terreno y a la construcción) (esta puede ser retirada una vez retirado el concreto y se termina las fundaciones de las otras		Otros Medios		Equipo de Colocación concreto Mezcladora de concreto	
4	Excavación por batallas h=1.2m	5	4
Excavación por batallas, en suelo de gran capa compacta, hasta alcanzar la cara inferior del concreto a re-clarificar, pero proporcional de cada manual en una zona difícil acerca para la maquinaria, plazo de las zona desmenuzadas de la construcción existente y eliminación de restos, refuerzo de paramentos y fondo de excavación, eliminación de tierra férrea de la excavación, eliminación de las unidades excavadas y carga a camión o contenedor		Reglamento de la superficie de losa a demoler					
5	Demolición de concreto armado cimentación	4	5				
profundidad, con martillo neumático, incluye parte proporcional de limpieza, escepto, remoción y carga manual de escombros sobre camión o contenedor		Reglamento de la superficie de losa a demoler					
6	Entalado de lechada reforzada	4	6				
Apuntalamiento y estabilización ligera para una protección del 20%, mediante tabulones, calceos, anclajes y codos de maderas, anclajes, para reducir de cimentación		Reglamento de la superficie de losa a demoler					
7	Perforación (Empuje, Batallas e Inyección) RS de micropilotes	5	7				
Micropilotes de hasta 15 m de longitud y 152.4 mm de diámetro nominal, compuesto de perfil tubular con rosca, de acero AISI 1080 S-88, con limitación de 200 kg/cm2 de RSMS de 100 mm de diámetro exterior y 15.2 mm de espesor, incluido de concreto con f'cd=10, con una relación agua/cemento de 0.4, densidad de 2400 kg/m3, verificado por el interior de la máquina mediante sistema de inyección directa (IDB) (RS), para reducir de cimentación en el área de trabajo con altura libre de entre 2.50 y 4 m. Incluye parte proporcional de desplazamiento del personal especializado, traslado entre diferentes emplazamientos dentro de la zona de obra, limpieza y recolección de los restos de lechada sobrante y otros desperdicios producidos durante los trabajos, y carga a camión o contenedor		Reglamento de la superficie de losa a demoler					
		La limpieza del fondo de perforación se realiza mediante el sistema de inyección de aire					
		La armadura puede ser en forma de jaula puede tener una sola armadura como es el caso de la Barra Geot, las cuales tienen la función de agarrar la estructura					
		La lechada para el vaciado del micropilote tiene que ser vaciada hacia (1) metro por encima del micropilote. En ese caso como se retira la vaina por la cual se trata de un sistema de camisa prefabricada					

MANO DE OBRA CALIFICADA DE MICROPILOTE

Numero de trabajadores por empresa						
Empresas	Mota Engil Perú	PSV Constructores S.A	Terratest Perú	DYWIDAG Sustems International (DSI)	Pilotes Franki Peruana S.A.C	
RUC	20100045517	20112482021	20511080518	20518256751	20101887171	
2014 - 08	4126	149	154	31	42	
2014 - 09	3566	130	152	32	57	
2014 - 10	4868	98	153	34	19	
2014 - 11	3008	94	151	36	19	
2014 - 12	2598	90	149	35	18	
2015 - 01	2412	80	145	33	17	
2015 - 02	2540	74	139	32	16	
2015 - 03	2679	54	147	31	15	
2015 - 04	4378	52	141	33	16	
2015 - 05	2831	63	143	33	32	
2015 - 06	2845	77	144	34	30	
2015 - 07	3081	98	141	34	13	3367

DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

Grupo Crixuz Ingeniería y Construcción S.A.C.

Cel: #942656792
Correo: grupo_crixuz@hotmail.com
G. General: Max J. Cardenas Alarcon

GRUPO CRUXUZ
INGENIERIA Y CONSTRUCCION

Hoja de cálculo que se distribuye de manera condicional, dar el crédito a Crixuz Ingeniería y Construcción SAC, no se tienen restricciones adicionales

ANÁLISIS Y DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

01 DATOS GENERALES

Magnitud de la carga muerta PD = 127.99 tn
Magnitud del momento en X MDx = 0.31 tn-m
Magnitud del momento en Y MDy = 1.15 tn-m

Magnitud de la carga viva PL = 19.20 tn
Magnitud del momento en X MLx = 0.15 tn-m
Magnitud del momento en Y MLy = 0.64 tn-m

Altura del terreno sobre la zapata ht = 0.40 m
Altura del piso sobre la zapata hp = 0.10 m
Factor para : columna interior qs = 40

Resist. a compresion del concreto fc = 210.00 kg/cm2
Resistencia a la fluencia del acero fy = 4200.00 kg/cm2
Factor de reduccion resistencia φ = 0.9

Longitud mayor de la columna C1 = 0.40 m
Longitud menor de la columna C2 = 0.40 m
Longitud mayor de la zapata (L) L1 = 2.40 m
Longitud menor de la zapata (S) L2 = 2.40 m
Altura total de la zapata hz = 0.70 m

Peso especifico del terreno γt = 2050.00 kg/m3
Peso especifico del concreto γc = 2400.00 kg/m3
Sobrecarga encima de la zapata s/c = 500.00 kg/m2
Resistencia del terreno qs = 3.00 kg/cm2
Diametro del acero en la columna db = 1/2 plg

02 DIMENSIONES DE LA ZAPATA PARA EL ANALISIS

Vista en planta de la zapata

Verificaciones de la zapata

Descripcion	Estado
Presion de terreno q1	Cumple
Presion de terreno q2	Cumple
Resistencia al cortante L	Cumple
Resistencia al cortante S	Cumple
Resistencia punzonamiento 1	Cumple
Resistencia punzonamiento 2	Cumple
Resistencia punzonamiento 3	Cumple
Separacion de aceros 1	Cumple
Separacion de aceros 2	Cumple
Conexión columna - zapata	Cumple

Vista en elevacion de la zapata (Direccion X mas larga)

Vista en elevacion de la zapata (Direccion Y mas corta)

03 LONGITUD DE ANCLAJE EN COMPRESION DE LA VARILLA

El diametro de la varilla "db" en la columna sera:

db = 1/2 plg

db = 1.27 cm

Para determinar la longitud de anclaje en compresion "Ldb" de la varilla se usaran las siguientes formulas:

$$L_{db} = 0.08d_b \frac{f'_y}{\sqrt{f'_c}}$$

Ldb = 29.45 cm

ó

$$L_{db} \geq 0.04d_b f'_y$$

Ldb = 21.34 cm

Ldb = 29.45 cm

Tomamos el mayor de los dos valores, tenemos:

Tomando la longitud de anclaje y recubrimiento de 10 cm, podemos predimensionar la altura de la zapata como:

ANÁLISIS Y DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

d = 30.00 cm (Peralte efectivo de la Zapata)

hz = 0.70 m (Altura total de la zapata)

04 CAPACIDAD PORTANTE NETA DEL TERRENO

La capacidad portante neta del terreno "qsn", se calcula con la siguiente ecuación:

$$q_{sn} = q_s - h_1 \gamma_s - h_2 \gamma_c - h_p \gamma_c - s / c$$

$$q_{sn} = 2.676 \text{ kg/cm}^2$$

05 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Para zapatas con excentricidad calcularemos las dimensiones de la zapata con la siguiente relación:

$$q_{1,2} = \frac{P}{SL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

El dimensionamiento se realizara por tanteos asumiendo la dimension mas larga de la zapata (L), con:

$$S = \frac{P_D + P_L}{q_{sn} L} + \frac{6(M_{DX} + M_{LY})}{q_{sn} L^2}$$

$$L = 2.400 \text{ m}$$

$$S = 2.310 \text{ m}$$

$$S = 2.400 \text{ m}$$

Verificamos las presiones en el terreno con las dimensiones de la zapata calculada "L" y "S":

$$q_1 = \frac{P_D + P_L}{SL} - \frac{6(M_{DX} + M_{LY})}{SL^2}$$

$$q_1 = 2.535 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = \frac{P_D + P_L}{SL} + \frac{6(M_{DX} + M_{LY})}{SL^2}$$

$$q_2 = 2.575 \text{ kg/cm}^2$$

La reaccion amplificada del terreno es :

$$\text{Fact. Ampl. D} = 1.4$$

$$\text{Fact. Ampl. L} = 1.7$$

$$q_{snu} = \frac{1.4 \cdot PD + 1.7 \cdot PL}{PD + PL} \cdot q_{sn} = 1.439 \cdot q_{sn} \text{ kg/cm}^2$$

06 VERIFICAMOS EL CORTANTE EN LA ZAPATA

Verificamos el cortante ultimo en la direccion Larga, para flexion a una distancia "d" de la cara de la columna:

$$d = 0.60 \text{ m}$$

(Peralte efectivo)

$$Vu = 1.44 \cdot q_{sn} \cdot \left(\frac{L - C_1}{2} - d \right) \cdot S$$

$$Vu = 35.534 \text{ tn}$$

La resistencia al cortante que ofrece el concreto de la zapata para la direccion larga es:

$$\phi V_c = 0.53 \phi S d \sqrt{f'_c}$$

$$\phi V_c = 99.54 \text{ tn} > Vu = 35.534 \text{ tn}$$

Cumple

Verificamos el cortante ultimo en la direccion Corta, para flexion a una distancia "d" de la cara de la columna:

$$d = 0.60 \text{ m}$$

(Peralte efectivo)

$$Vu = 1.44 \cdot q_{sn} \cdot \left(\frac{S - C_2}{2} - d \right) \cdot L$$

$$Vu = 35.304 \text{ tn}$$

La resistencia al cortante que ofrece el concreto de la zapata para la direccion corta es:

$$\phi V_c = 0.53 \phi L d \sqrt{f'_c}$$

$$\phi V_c = 99.54 \text{ tn} > Vu = 35.304 \text{ tn}$$

Cumple

07 VERIFICAMOS EL PUNZONAMIENTO EN LA ZAPATA

ANÁLISIS Y DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

Verificamos el punzonamiento en la sección crítica ubicada a una distancia "d/2" de la cara de la columna:

Area de la zapata: $A_z = 5.76 \text{ m}^2$

Area punzonamiento: $A_{pz} = 1 \text{ m}^2$

El cortante crítico por punzonamiento sera:

$$V_u = q_{snu}^* (A_z - A_{pz})$$

$$V_u = 175.05065 \text{ tn}$$

La resistencia al punzonamiento del concreto esta dado por:

Perimetro del area de punzonamiento:

$$b_o = 4.00 \text{ m}$$

Factor de dimensiones de la columna:

$$\beta_c = C1/C2 = 1.00$$

Factor para columna interior:

$$\alpha_s = 40$$

$$\phi V_c = 0.27 \phi \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi V_c = 507.08 \text{ tn} > V_u = 175.05065 \text{ tn}$$

Cumple

$$\phi V_c = 0.27 \phi \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi V_c = 676.11 \text{ tn} > V_u = 175.05065 \text{ tn}$$

Cumple

$$\phi V_c = 1.1 \phi \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi V_c = 344.32 \text{ tn} > V_u = 175.05065 \text{ tn}$$

Cumple

08 DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL POR FLEXION EN LA DIRECCION LARGA

El momento ultimo en la cara de la columna es:

$$M_u = 44.379 \text{ tn-m}$$

El area de acero necesaria en la zapata es:

$$M_u = 0.9 b d^2 f'_c w (1 - 0.59 w)$$

$$w_1 = 1.66729$$

$$w_2 = 0.02763$$

$$\rho = 0.00138$$

$$A_s = 19.89 \text{ cm}^2$$

Verificamos el area de acero minima:

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h_z$$

$$A_{smin} = 30.24 \text{ cm}^2$$

El area de acero y la distribucion final sera:

$$A_s = 30.24 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 3/4" @ 0.225 \text{ m}$$

$$\# \text{barillas} = 11$$

Verificamos el espaciamiento del acero calculado:

$$S_{max} = 0.45 \text{ m}$$

$$S = 0.225 \text{ m}$$

Cumple

$$S_{max} = 3h_z = 2.10 \text{ m}$$

$$S = 0.225 \text{ m}$$

Cumple

09 DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL POR FLEXION EN LA DIRECCION CORTA

El momento ultimo en la cara de la columna es:

$$M_u = 44.130 \text{ tn-m}$$

El area de acero necesaria en la zapata es:

ANÁLISIS Y DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

$$Mu = 0.9bd^2 f_c w (1 - 0.59w)$$

$$w_1 = 1.66745$$

$$w_2 = 0.02747$$

$$\rho = 0.00137$$

$$As = 19.78 \text{ cm}^2$$

Verificamos el area de acero minima:

$$Asmin = 0.0018 \cdot b \cdot h_z$$

$$Asmin = 30.24 \text{ cm}^2$$

El area de acero y la distribucion final sera:

$$As = 30.24 \text{ cm}^2$$

El porcentaje de este refuerzo que se debe concentrar debajo de la columna es:

$$\beta_z = \frac{L}{S} = 1.000$$

$$\% \text{ de refuerzo} = \frac{2}{\beta_z + 1} = 1.000$$

La distribucion del acero se realizara en una franja de ancho igual a la menor dimension de la zapata, finalmente el area de acero debajo de la columna y la distribucion sera:

$$Ascol = 30.24 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 3/4" @ 0.225 \text{ m}$$

$$\# \text{barillas} = 11$$

El porcentaje de acero sobrante se colocara en los lados de la franja mencionada anteriormente:

$$Asext = \text{cm}^2$$

$$\varnothing 3/4" @ \text{ m}$$

$$\# \text{barillas} =$$

10 VERIFICACION DE LA CONEXIÓN COLUMNA-ZAPATA Y DESARROLLO DEL REFUERZO

La carga por aplastamiento ultima esta dada por: $P_u = 1.4 P_D + 1.7 P_L = 211.83 \text{ tn}$

En la zapata la resistencia al aplastamiento esta dada por la siguiente expresion:

$$\phi P_n = 0.85 \phi f_c' \sqrt{\frac{A_z}{A_1}} A_1$$

Ademas se debe cumplir que: $\sqrt{\frac{A_z}{A_1}} \leq 2$ y $\phi = 0.70$

$$(A_z/A_1)^{0.5} = 6 \leq 2 \quad (A_z/A_1)^{0.5} = 2.00$$

$$\phi P_n = 399.84 \text{ tn} > P_u = 211.83 \text{ tn}$$

Cumple

11 DISTRIBUCION FINAL DE ACERO EN LA ZAPATA

Vista en elevacion de la zapata - Direccion mas larga

Vista en planta de la zapata

ANÁLISIS Y DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

COSTO DE ENZANCHE

Presupuesto de Enzanche de Zapata Aislada de 1.40 x 1.40 a 2.40 x 2.40					
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
01	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD EN OBRA				2,200.00
01.01	OBRAS PRELIMINARES				900.00
01.01.01	ALMACEN DE OBRA, OFICINA Y VESTUARIO PROVISIONALES	mes	1.00	500.00	500.00
01.01.02	ALQUILER DE SS.HH. PORTATILES, AGUA, LUZ Y TELEFONOS	glb	1.00	400.00	400.00
01.02	TRABAJOS PRELIMINARES				800.00
01.02.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS Y HERRAMIENTOS	glb	1.00	800.00	800.00
01.03	SEGURIDAD Y SALUD EN OBRA				500.00
01.03.01	SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL	glb	1.00	500.00	500.00
02	REFORZAMIENTO DE CIMENTACIÓN (ENSANCHE DE ZAPATA)				4,651.61
02.01	TRABAJOS PRELIMINARES				362.39
02.01.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m2	6.25	1.18	7.38
02.01.02	TRAZO Y REPLANTEO	m2	6.25	5.86	36.63
02.01.03	DEMOLICIÓN DE FALSO PISO (ENSANCHE DE ZAPATA)	m2	6.25	22.59	141.19
02.01.04	DEMOLICIÓN DE PISO DE CONCRETO (ENSANCHE DE ZAPATA)	m2	6.25	28.35	177.19
02.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				458.15
02.02.01	EXCAVACIÓN MANUAL DE ZANJAS PARA CIMIENTOS	m3	6.05	45.06	272.61
02.02.02	ACARREO MANUAL Y ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	3.19	26.29	83.87
02.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	3.19	31.87	101.67
02.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				3,831.07
02.03.01	PICADO SUPERFICIAL DE ZAPATAS PARA COLOCACIÓN DE PUENTE DE ADHERENCIA	m2	3.92	16.08	63.03
02.03.02	PUENTE DE ADHERENCIA	m2	3.92	31.95	125.24
02.03.03	PERFORACIÓN Y ANCLAJE DE VARILLA CORRUGADA DE ZAPATAS	pto	44.00	41.06	1,806.64
02.03.04	SOLADO DE E=3" MEZCLA 1:12 (C:H)	m2	3.80	30.89	117.38
02.03.05	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 (ZAPATAS)	kg	108.33	5.93	642.40
02.03.06	CONCRETO PARA ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2	m3	2.66	289.35	769.67
02.03.07	RELLENO CON MATERIAL PROPIO, COMPACTADO	m3	3.39	30.39	103.02
02.03.08	FALSO PISO E=0.10M 1:8 C/H	m2	6.25	32.59	203.69
COSTOS DIRECTO					6,851.61
GASTOS GENERALES (10%)					685.16
UTILIDAD (5%)					342.58
SUB - TOTAL					7,879.35
IGV (18%)					1418.28
PRESUPUESTO DE OBRA					9,297.63

TIEMPO DE ENZANCHE

TIEMPO DE EJECUCION- ENZANCHE DE ZAPATAS													
Cronograma de Enzanche de Zapata Aislada de 1.40m x 1.40m a 2.40m x 2.40m												Días	
N° de Orden	Descripcion	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
01	Descargar la estructura												
	Retirar los elementos que generen sobrecargas muertas existentes (Falsos pisos , pavimentos, tabiquerías ,etc)												
02	Limpieza Perimetral- Excavacion												
	Ejecutar rebaje de tierra perimetral , Profundidad de excavacion 0.70 - 0.80 m aproximadamente												
03	Preparacion de Superficie												
	Se procede a desbastar la superficie de concreto de zapata aislada por medios mecanicos (bujarda electrica) con la finalidad de dejar el soporte rugoso. Se ejecutan franjas cada c/ 0.25 m, a modo rectangulos de 10 cm de ancho por 70 cm de profundidad, para facilitar la adherencia y la traba del grout.												
04	Perforacion												
	Se ejecutan perforaciones a cada 25 cm a una altura de 15 cm y 60 cm medida desde la cota inferior , con el fin de anclar los aceros longitudinales en la zapata existente.												
05	Colocacion de Resina Epoxi Para Concreto												
	Colocacion de resina epoxi, para conexión entre cimientos.												
06	Armado y Colocacion del acero												
	Se dispone de armadura de anclaje con fines constructivos y de diseño , recubiertas con epoxico para mejorar la aderencia.												
07	Vaceado de Concreto												
	Se Vacea concreto con la misma o mayor resistencia al concreto existente.												
08	Curado de la Zapata Aislada												
	El curado se efectúa mediante riego de agua o con líquido especial de curado (filmógeno) durante 3 días seguidos.												
09	Colocar Relleno												
	Extendido del material de relleno en camadas de espesor uniforme. Humectación de cada camada y luego Compactación a cada 0.20 m												
10	Vaceado de Concreto Simple												
	Se Vacea concreto simple para falso piso 0.10 m de espesor.												

EFICIENCIA ESTRUCTURAL DE ENZANCHE

EFICIENCIA ESTRUCTURAL-ENZANCHE DE ZAPATAS		
Descripcion	Cantidad	Unidad
Volumen de la Zapata Sin Reforzamiento	1.37	m ³
Volumen de la Zapata Sin Reforzamiento	2.66	m ³
Volumen de la Zapata Con Reforzamiento	4.03	m ³
Peso especifico de concreto Armado	2400.00	kg/m ³
Peso del Concreto	9676.80	Kg
Peso del Acero	39.87	kg
Peso Total de Zapata Aislada	9716.67	kg
Area Total de Zapata Aislada	5.76	m ²
Eficiencia Estructural Peso/Area	1.69	Tn/m ²

COMPLEJIDAD CONSTRUCTIVA-ENZANQUE DE ZAPATAS					
PROCESOS DE EJECUCION -ETAPAS					
Orden Procesos	N° Actividades	Descripcion			
1	5	Descargar la estructura			
	Demolicion de elementos	Retirar los elementos que generen sobrecargas muertas existentes (Falsos pisos , pavimentos, tabiquerías ,etc)			
	Fragmentación de los escombros en piezas manejables				
	Retirada y acopio de escombros				
	Limpieza de los restos de obra				
	Carga mecánica de escombros sobre camión o contenedor.				
2	5	Limpieza Perimetral- Excavacion			
	Replanteo general , fijación de los puntos y niveles de referen	Ejecutar rebaje de tierra perimetral , Profundidad de excavacion 0.70 -0.80 m aproximadamente			
	Colocación de las camillas en las esquinas y extremos de las				
	Excavación en sucesivas franjas horizontales y extracción de				
	Refinado de fondos y laterales a mano, con extracción de las				
	Carga a camión o contenedor de las tierras excavadas.				
3	3	Preparacion de Superficie			
	Se procede a desbastar la superficie de concreto de zapata aisl	zapata aislada por medios mecanicos (bujarda electrica) con la finalidad de dejar el soporte rugoso. Se ejecutan franjas cada c/ 0.25 m, a modo rectangulos de 10 cm de ancho por 70 cm de profundidad, para facilitar la			
	Se ejecutan franjas cada c/ 0.25 m, a modo rectangulos de 10				
4	2	Perforacion			
	Colocacion de Puntos para perforacion	Se ejecutan perforaciones a cada 25 cm a una altura de 15 cm y 60 cm medida desde la cota inferior , con el fin de anclar los aceros longitudinales en la zapata existente.			
	Perforacion del concreto existente				
5	3	Colocacion de Resina Epoxi Para Concreto			
	Limpieza de la superficie soporte	Colocacion de resina epoxi, para conexión entre cimientos.			
	Preparación de la mezcla				
	Aplicación del producto.				
6	3	Armado y Colocacion del acero			
	Habilitacion de Acero	Se dispone de armadura de anclaje con fines constructivos y de diseño , recubiertas con epoxico para mejorar la adherencia.			
	Amarre de Acero				
	Colocacion de Acero				
7	3	Vaceado de Concreto			
	Preparacion de Terreno	Se Vacea concreto con la misma o mayor resistencia al concreto existente.			
	Preparación de la mezcla				
	Vaceado y vibrado de concreto				
8	2	Curado de la Zapata Aislada			
	Colocacion de Mantas de Yutes en la Zapata	El curado se efectúa mediante riego de agua o con líquido especial de curado (filmógeno) durante 3 días seguidos.			
	Riego de agua sobre los Yutes				
9	3	Colocar Relleno			
	Extendido del material de relleno en tongadas de espesor uniforme	Extendido del material de relleno en camadas de espesor uniforme. Humectación de cada camada y luego Compactación a cada 0.20 m			
	Humectación de cada Camada				
	Compactación.				
10	4	Vaceado de Concreto Simple			
	Preparación del concreto	Se Vacea concreto simple para falso piso 0.10 m de espesor y luego se procede al curado.			
	Vaciado y compactación del concreto				
11	3	Curado de la Falso Piso			
	Preparacion de Terreno	El curado se efectúa mediante riego de agua o con líquido especial de curado (filmógeno) durante 3 días seguidos.			
	Preparación de la mezcla				
	Vaceado y vibrado de concreto				
	Numero de Procesos			11	28,5
	Numero de Actividades			36	

MANO DE OBRA CALIFICADA – ENZANCHE DE ZAPATAS

MANO DE OBRA CALIFICADA-ENZANCHE DE ZAPATAS					
Empresas	GyM	JJC	Top Consult Ingeniería S.A.C	AGER Ingeniería Estructural S.A.C	Structural S.A.C
RUC	2.01E+10	2.0112E+10	2.0518E+10	20600959043	20600094085
2014 - 08	1126	1149	54	131	52
2014 - 09	1566	1130	52	132	57
2014 - 10	1868	998	53	134	59
2014 - 11	1008	994	51	136	59
2014 - 12	1598	990	49	135	58
2015 - 01	1412	980	45	133	57
2015 - 02	1540	974	39	132	56
2015 - 03	1679	954	47	131	55
2015 - 04	1378	952	41	133	56
2015 - 05	1831	963	43	133	52
2015 - 06	1845	977	44	134	50
2015 - 07	1081	998	41	134	53
					2307