

**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

**“DETERMINACIÓN DE LAS IMPLICANCIAS DEL ESTUDIO DE
MECÁNICA DE SUELOS EN EL PRESUPUESTO DE
CIMENTACIONES DE UNA VIVIENDA UNIFAMILIAR DE
AUTOCONSTRUCCIÓN POCOLLAY, TACNA – TACNA 2023”**

PARA OPTAR:

TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. BELÉN GIANELLA OLIVERA CALLACONDO

Bach. JAZMÍN DEL ROSARIO SANTOS NAVARRO

TACNA – PERÚ

2024

**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

TESIS

**“DETERMINACIÓN DE LAS IMPLICANCIAS DEL ESTUDIO DE
MECÁNICA DE SUELOS EN EL PRESUPUESTO DE
CIMENTACIONES DE UNA VIVIENDA UNIFAMILIAR DE
AUTOCONSTRUCCIÓN POCOLLAY, TACNA– TACNA 2023”**

Tesis sustentada y aprobada el 13 de setiembre de 2024; estando el jurado calificador integrado por:

PRESIDENTE : Mtra. DINA MARLENE COTRADO FLORES

SECRETARIO : Mtra. MARÍA ETELVINA DUARTE LIZARZABURO

VOCAL : Dr. PEDRO VALERIO MAQUERA CRUZ

ASESOR : Mtro. ULIANOV FARFAN KEHUARUCHO

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Nosotras, Belén Gianella Olivera Callacondo y Jazmín del Rosario Santos Navarro, egresadas, de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificada(s) con DNI 70615388 y 71239497 respectivamente, así como Ulianov Farfán Kehuarucho con DNI 80456293; declaramos en calidad de autor(es) y asesor que:

1. Somos los autores de la tesis titulada: “*Determinación de las implicancias del estudio de mecánica de suelos en el presupuesto de cimentaciones de una vivienda unifamiliar de autoconstrucción Pocollay, Tacna– Tacna 2023*”. la cual presentamos para optar el Título Profesional de *Ingeniero Civil*.
2. La tesis es completamente original y no ha sido objeto de plagio, total ni parcialmente, habiéndose respetado rigurosamente las normas de citación y referencias para todas las fuentes consultadas.
3. Los datos presentados en los resultados son auténticos y no han sido objeto de manipulación, duplicación ni copia.

En virtud de lo expuesto, asumimos frente a *La Universidad* toda responsabilidad que pudiera derivarse de la autoría, originalidad y veracidad del contenido de la tesis, así como por los derechos asociados a la obra.

En consecuencia, nos comprometemos ante a *La Universidad* y terceros a asumir cualquier perjuicio que pueda surgir como resultado del incumplimiento de lo aquí declarado, o que pudiera ser atribuido al contenido de la tesis, incluyendo cualquier obligación económica que debiera ser satisfecha a favor de terceros debido a acciones legales, reclamos o disputas resultantes del incumplimiento de esta declaración.

En caso de descubrirse fraude, piratería, plagio, falsificación o la existencia de una publicación previa de la obra, aceptamos todas las consecuencias y sanciones que puedan derivarse de nuestras acciones, acatando plenamente la normatividad vigente.

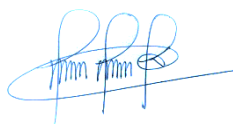
Tacna, 13 de setiembre de 2024



Belén Gianella Olivera Callacondo
DNI:70615388



Jazmín del Rosario Santos Navarro
DNI: 71239497



Ulianov Farfán Kehuarucho
DNI: 80456293

DEDICATORIA

La presente tesis se encuentra dedicada a nuestros padres, nuestra familia la cual con su amor, apoyo, paciencia y sacrificio nos dieron las herramientas necesarias para tener las oportunidades de llegar a cumplir nuestros objetivos. Quienes también nos enseñaron a ser perseverante y nunca rendirnos ante una adversidad.

Belén Gianella Olivera Callacondo
Jazmín del Rosario Santo Navarro

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a Dios por bendecirnos, guiarnos, acompañarnos a lo largo de nuestras vidas. A nuestras familias y seres queridos que siempre velaron por nuestro bienestar, brindarnos apoyo para nunca rendirnos y podamos así llegar a cumplir nuestras metas.

Además, queremos manifestar nuestra más profunda gratitud a todos los colaboradores y autoridades de la Universidad Privada de Tacna por haber compartido su acervo intelectual durante nuestra capacitación académica.

Belén Gianella Olivera Callacondo
Jazmín del Rosario Santo Navarro

ÍNDICE GENERAL

PÁGINA DE JURADOS	ii
DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
ÍNDICE GENERAL.....	vi
ÍNDICE DE TABLAS	ii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	iv
ÍNDICE DE ANEXOS.....	vi
RESUMEN.....	vii
ABSTRACT.....	viii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	2
1.1. Descripción del problema.....	2
1.2. Formulación del problema.....	5
1.2.1. Interrogante general.....	5
1.2.2. Interrogantes específicas	5
1.3. Justificación de la investigación	6
1.4. Objetivos	7
1.4.1. Objetivo general.....	7
1.4.2. Objetivos específicos	7
1.5. Hipótesis	7
1.5.1. Hipótesis general	7
1.5.2. Hipótesis específicas	8
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	9
2.1. Antecedentes del estudio.....	9
2.1.1. Antecedentes internacionales	9
2.1.2. Antecedentes nacionales	9
2.1.3. Antecedentes locales	11
2.2. Bases teóricas	12
2.2.1. Ensayos estándar	13
2.2.1.1. Ensayo de humedad	13
2.2.1.2. Límites de Atterberg.....	14
2.2.1.3. Granulometría	16

2.2.1.4. Peso específico.....	17
2.2.1.5. Ensayo de in situ, densidades máximas y mínimas	18
2.2.1.6. Corte directo	19
2.2.2. Método de teoría de capacidad de carga (Terzaghi).....	19
2.2.2.1. Capacidad portante.....	19
2.2.2.2. Tipos de fallas.....	20
2.2.2.3. Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi	24
2.2.2.4. Clasificación de suelo	28
2.2.2.5. Angulo de fricción, cohesión y peso específico	34
2.2.3. Vivienda unifamiliar	39
2.2.3.1. Definición	39
2.2.3.2. Características físicas	39
2.2.4. Autoconstrucción.....	40
2.2.4.1. Influencia en las dimensiones de cimentación	40
2.2.4.2. Influencia en la cantidad y calidad de materiales utilizados	40
2.2.5. Presupuesto con y sin estudio de mecánica de suelos	41
2.2.5.1. Estimación de cargas y diseño de cimentaciones	41
2.3. Definición de términos.....	46
2.3.1. Calicata	46
2.3.2. Ensayos de mecánica de suelos.....	46
2.3.3. Esfuerzo admisible.....	46
2.3.4. Presupuesto.....	46
2.3.5. Propiedades físico mecánicas.....	47
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO	48
3.1. Diseño de la investigación.....	48
3.2. Acciones y actividades.....	48
3.3. Materiales y/o instrumentos	67
3.4. Población y/o muestra de estudio	68
3.4.1. Población	68
3.4.2. Muestra	69
3.5. Operacionalización de variables	70
3.6. Técnicas de procesamiento y análisis estadístico.....	71
CAPÍTULO IV: RESULTADOS	72
4.1. Resultados de los ensayos de mecánica de suelos realizados conforme a los requisitos de la norma E0.50	72
4.2. Resultados de desarrollar el diseño de la cimentación de las viviendas unifamiliares.....	84

4.3. Resultados del análisis para formular el costo de la cimentación existente en comparación con la propuesta.....	91
4.4. Resultados de determinar las implicancias del estudio de mecánica de suelos en el presupuesto de cimentaciones.....	95
CAPÍTULO V: DISCUSIÓN.....	97
CONCLUSIONES	99
RECOMENDACIONES.....	101
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	103
ANEXOS.....	109

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Suelos recomendables para construir	12
Tabla 2. Características de gravas pobremente gradadas.....	24
Tabla 3. Características de arenas	24
Tabla 4. Factores de capacidad de carga de Terzaghi en falla general de suelos	26
Tabla 5. Factores de la ecuación general	28
Tabla 6. Suelos de grano grueso, sistema SUCS	31
Tabla 7. Suelos de grano fino, sistema SUCS	32
Tabla 8. Resumen de clasificación	33
Tabla 9. Ensayo de penetración estándar (SPT)	35
Tabla 10. Valores típicos de peso unitario, ángulo de fricción y cohesión de suelos y rocas.....	36
Tabla 11. Propiedades usuales de los suelos granulares, no-cohesivos	37
Tabla 12. Valores típicos para peso unitario saturado de diferentes materiales	38
Tabla 13. Índice de vacíos, contenido de humedad y peso unitario seco	39
Tabla 14. Coeficiente K según tipo de suelo.....	43
Tabla 15. Normas de referencia para ensayos en laboratorio.....	67
Tabla 16. Número de puntos de exploración	69
Tabla 17. Variables de operacionalización.....	70
Tabla 18. Resultados del contenido de humedad de la muestra 1	72
Tabla 19. Resultados del contenido de humedad de la muestra 2.....	72
Tabla 20. Resultados del contenido de humedad de la muestra 3.....	73
Tabla 21. Resultados de granulometría de la muestra 1	73
Tabla 22. Resultados de granulometría de la muestra 2.....	74
Tabla 23. Resultados de granulometría de la muestra 3.....	75
Tabla 24. Resultados de peso específico de la muestra 1	78
Tabla 25. Resultados de peso específico de la muestra 2.....	78
Tabla 26. Resultados de peso específico de la muestra 3.....	78
Tabla 27. Resultados de densidad de la muestra 1	79
Tabla 28. Resultados de densidad de la muestra 2	79
Tabla 29. Resultados de densidad de la muestra 3	80
Tabla 30. Tabla de resultados de densidad de las 3 calicatas de estudio.....	80
Tabla 31. Resumen de resultados de las características del suelo.....	83
Tabla 32. Resultados de la capacidad portante de las muestras	84

Tabla 33. Resultados del área de las zapatas según los casos observados.....	88
Tabla 34. Resultados de los esfuerzos de la muestra 1.....	89
Tabla 35. Resultados de los esfuerzos de la muestra 2.....	89
Tabla 36. Resultados de los esfuerzos en la muestra 3.....	89
Tabla 37. Comparativa de las dimensiones de las zapatas in situ con respecto a las calculadas.....	89
Tabla 38. Comparativa del acero de refuerzo de las zapatas in situ con respecto a las calculadas.....	90
Tabla 39. Presupuesto de una vivienda con EMS - Vivienda 1.....	91
Tabla 40. Presupuesto de una vivienda con EMS - Vivienda 2.....	92
Tabla 41. Presupuesto de una vivienda con EMS - Vivienda 3.....	93
Tabla 42. Presupuesto de una vivienda sin EMS - Vivienda 1.....	93
Tabla 43. Presupuesto de una vivienda sin EMS - Vivienda 2.....	94
Tabla 44. Presupuesto de una vivienda sin EMS - Vivienda 3.....	95
Tabla 45. Comparativa del presupuesto resultante de las zapatas in situ con respecto a las calculadas.	95

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Falla por corte general	21
Figura 2. Falla por punzonamiento	21
Figura 3. Falla por corte local.....	22
Figura 4. Modos de falla en cimentaciones sobre arena.....	23
Figura 5. Falla por capacidad de carga.....	25
Figura 6. Resumen de Terzaghi.....	28
Figura 7. Cimentaciones superficiales	41
Figura 8. Zapatas aisladas.....	42
Figura 9. Cargas que intervienen.....	43
Figura 10. Dimensiones de un cimiento corrido	45
Figura 11. Plano de arquitectura del primer piso – Vivienda 1	49
Figura 12. Plano de cimentaciones - Vivienda 1	50
Figura 13. Plano de arquitectura del primer piso - Vivienda 2.....	51
Figura 14. Plano de cimentaciones – Vivienda 2	51
Figura 15. Plano de arquitectura del primer piso - Vivienda 3.....	52
Figura 16. Plano de cimentaciones – Vivienda 3	52
Figura 17. Terreno 1 identificado - Muestra 1	53
Figura 18. Terreno 2 identificado - Muestra 2	54
Figura 19. Terreno 3 identificado - Muestra 3	54
Figura 20. Excavación manual de la calicata	55
Figura 21. Medición de la calicata.....	56
Figura 22. Calicata de la muestra 3	56
Figura 23. Muestras para el ensayo.....	57
Figura 24. Muestras en el horno	58
Figura 25. Muestras sacadas del horno	58
Figura 26. Tamices	59
Figura 27. Realizado del tamizado.....	59
Figura 28. Ejecución del ensayo de límite líquido	60
Figura 29. División de la muestra en la copa casa grande.....	61
Figura 30. Toma de medidas del volumen del recipiente	62
Figura 31. Llenado de la muestra en el recipiente	62
Figura 32. Peso de la muestra 2.....	63
Figura 33. Peso de la fiola con muestra.....	63
Figura 34. Peso de la fiola con agua.....	64

Figura 35. Modelado en ETABS	66
Figura 36. Curva Granulométrica de la muestra 1	74
Figura 37. Curva Granulométrica de la muestra 2	75
Figura 38. Curva Granulométrica de la muestra 3	76
Figura 39. Ensayo de límite plástico de la muestra 1	76
Figura 40. Ensayo de límite plástico de la muestra 2.....	77
Figura 41. Ensayo de límite plástico de la muestra 3.....	77
Figura 42. Resultados del ensayo de corte directo de la muestra 3.....	81
Figura 43. Esfuerzo normal, resistencia al corte	82
Figura 44. Modelo en ETABS - Vivienda 1.....	85
Figura 45. Vista en planta del modelo en ETABS - Vivienda 1	85
Figura 46. Modelo en ETABS - Vivienda 2.....	86
Figura 47. Vista en planta del modelo en ETABS - Vivienda 2	86
Figura 48. Modelo en ETABS - Vivienda 3.....	87
Figura 49. Vista en planta del modelo en ETABS - Vivienda 3	87
Figura 50. Representación del tipo de zapata según los casos observados	88

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Matriz de consistencia	110
Anexo 2. Hoja de cálculo de zapatas con EMS – caso 1, vivienda 1	111
Anexo 3. Hoja de cálculo de zapatas con EMS – caso 2, vivienda 1	113
Anexo 4. Hoja de cálculo de zapatas con EMS – caso 3, vivienda 1	115
Anexo 5. Hoja de cálculo de cimentaciones con EMS – vivienda 1	117
Anexo 6. Hoja de cálculo de zapatas con EMS – caso 1, vivienda 2	118
Anexo 7. Hoja de cálculo de zapatas con EMS – caso 2, vivienda 2	120
Anexo 8. Hoja de cálculo de zapatas con EMS – caso 3, vivienda 2	122
Anexo 9. Hoja de cálculo de cimentaciones con EMS – vivienda 2	124
Anexo 10. Hoja de cálculo de zapatas con EMS – caso 1, vivienda 3	125
Anexo 11. Hoja de cálculo de zapatas con EMS – caso 2, vivienda 3	127
Anexo 12. Hoja de cálculo de zapatas con EMS – caso 3, vivienda 3	129
Anexo 13. Hoja de cálculo de cimentaciones con EMS – vivienda 3	131
Anexo 14. Plano de cimentaciones – vivienda 1, con EMS.....	132
Anexo 15. Planilla de metrados – vivienda 1, con EMS	133
Anexo 16. Plano de cimentaciones – vivienda 2, con EMS.....	134
Anexo 17. Planilla de metrados – vivienda 2, con EMS	135
Anexo 18. Plano de cimentaciones – vivienda 3, con EMS.....	136
Anexo 19. Planilla de metrados – vivienda 3, con EMS	137
Anexo 20. Hoja de metrados de acero de las viviendas 1,2 y 3 proyectadas con estudio de suelos	138
Anexo 21. Hoja de APUs de vivienda con EMS	139
Anexo 22. Plano de cimentaciones – vivienda 1, sin EMS.....	143
Anexo 23. Planilla de metrados – vivienda 1, sin EMS	144
Anexo 24. Plano de cimentaciones – vivienda 2, sin EMS.....	145
Anexo 25. Planilla de metrados – vivienda 2, sin EMS	146
Anexo 26. Plano de cimentaciones – vivienda 3, sin EMS.....	147
Anexo 27. Planilla de metrados – vivienda 3, SIN EMS.....	148
Anexo 28. Hoja de metrados de acero de vivienda sin EMS.....	149
Anexo 29. Plano de ubicación de las viviendas a analizar	150

RESUMEN

El presente estudio, denominado: “Determinación de las implicancias del estudio de mecánica de suelos en el presupuesto de cimentaciones de una vivienda unifamiliar de autoconstrucción Pocollay, Tacna – Tacna 2023”, es de carácter experimental aplicado, de nivel correlacional; donde el principal propósito fue evaluar el impacto del estudio de geotecnia en el presupuesto de cimentaciones de una vivienda unifamiliar construida por sus propios dueños. En este contexto, se adoptó la normativa E 0.50 Suelos y Cimentaciones como guía fundamental para la ejecución de estudios de mecánica de suelos, con el objetivo de identificar las propiedades del terreno y establecer los parámetros esenciales para el diseño de las cimentaciones. A partir de estos estudios, se procedió a estimar los costos asociados a estas subestructuras, tanto para las viviendas autoconstruidas como para aquellas diseñadas de acuerdo con la mencionada normativa. Así, se evidenció que la ausencia de estudios de mecánica de suelos en un proyecto provoca una variabilidad presupuestaria que incide negativamente en la seguridad y la economía de las personas. Al evaluar las muestras obtenidas de las calicatas, se determinó que estas se clasifican como GP y SM según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), con capacidades de carga de 2,53 kg/cm², 2,60 kg/cm² y 1,14 kg/cm² para las muestras 1, 2 y 3, respectivamente. En cuanto al diseño de las zapatas, se obtuvieron dimensiones que, en su mayoría, fueron subdimensionadas. Evidenciándose que la falta del EMS afecta al correcto cálculo de la geometría de la cimentación, así como a la economía familiar, generando una incertidumbre producto a las consecuencias de la efectividad de los cálculos y a las reparaciones futuras.

Palabras clave: calicata; ensayos; esfuerzo admisible; presupuesto; propiedades físico mecánicas.

ABSTRACT

The present investigation, called: "Determination of the implications of the soil mechanics study in the foundation budget of a self-built single-family home Pocollay, Tacna – Tacna 2023", is of an applied experimental nature, at a correlational level; where the main purpose was to evaluate the impact of the geotechnical study on the foundation budget of a single-family home built by its own owners. In this context, the E 0.50 Soils and Foundations regulation was adopted as a guide to carry out soil mechanics studies, with the aim of identifying the properties of the land and thus establishing the necessary parameters for the design of the foundations. With this, the costs associated with said substructures were estimated, both for self-built homes and for those designed following the aforementioned regulations. In this way, it was confirmed that the budget variability of doing a project without soil mechanics studies negatively influences people's safety and economy. After evaluating the samples from the test pits, it was determined that these samples are classified as GP and SM according to the Unified Soil Classification System (SUCS), with load capacities of 2.53 kg/cm², 2.60 kg/cm² and 114 kg/cm² for samples 1, 2 and 3, respectively. Regarding the design of the footings, dimensions were obtained that, for the most part, were undersized. It is evident that the lack of a soil mechanics study affects the correct calculation of the geometry of the foundation, as well as the family economy, generating uncertainty due to the consequences of the effectiveness of the calculations and future repairs.

Keywords: test pit; tests; allowable stress; budget; physical mechanical properties.

INTRODUCCIÓN

Hoy en día, los ciudadanos, ya sea por la rápida ejecución y/o los escasos recursos, han optado por construir sus casas de manera informal, dispensándose de usar materiales de calidad y, sobre todo, edificando sin diseños acordes a las necesidades del terreno y medio físico. Sin caer en cuenta que incurren en un grave error, pues dada la ubicación geográfica de nuestro país, zona altamente sísmica, las edificaciones sin una correcta estructuración y diseño, no se prestan para hacer frente a este tipo de eventualidades. Por lo que se hace fundamental llevar a cabo un análisis del terreno antes de construir.

Por lo tanto, se subraya la relevancia de realizar la inversión en estudios geotécnicos, los cuales posibilitarán la evaluación de cuánta carga puede admitir el suelo con el fin de efectuar un diseño preciso de las cimentaciones conforme a las regulaciones nacionales actuales. Esto conduce a un ahorro en materiales al evitar el sobre-dimensionamiento de los elementos estructurales y prevenir reparaciones futuras por un dimensionamiento insuficiente de las cimentaciones. En cualquiera de los casos, se afirma que realizar un estudio de suelos es imprescindible para la economía y seguridad de las familias.

La presente tesis se articula en cinco capítulos: el primer capítulo se centra en la problemática de investigación, su justificación e importancia, y establece los objetivos junto con sus respectivas hipótesis; el segundo capítulo desarrolla el marco teórico, referenciando investigaciones anteriores, así como las bases teóricas y la definición de los términos más significativos, proporcionando el sustento necesario para una comprensión exhaustiva del problema a abordar; el tercer capítulo detalla la metodología de la investigación, describiendo sus características, actividades e instrumentos fundamentales para su implementación; el cuarto capítulo expone los resultados obtenidos de las actividades realizadas; y, por último, el quinto capítulo realiza un análisis de dichos resultados para derivar en conclusiones y recomendaciones pertinentes.

CAPÍTULO I: EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Descripción del problema

El desafío de alcanzar un equilibrio óptimo entre la capacidad portante del suelo y la estructura que se edificará sobre este, plantea retos significativos para la ingeniería, ya que es imperativo considerar factores como la zonificación sísmica, ubicación, tipo de estructura, incorporación de nuevas tecnologías, así como la adaptación y transición a materiales innovadores para mejorar la estructuración y, en consecuencia, el rendimiento. Este escenario en el ámbito internacional tiene gran presencia, siendo parte cotidiana de la ingeniería en ciudades como Dubái, Shanghái, Singapur y Venecia. En estas zonas, la construcción enfrenta grandes desafíos debido al tipo de suelo impuesto tanto por la naturaleza como por decisiones humanas, como el caso de Dubái con las Islas Palm. Es así como en estas situaciones, donde los suelos blandos están presentes, es de gran importancia realizar estudios previos para las construcciones y así poder diseñar estructuras resilientes.

Sin embargo, para aquellos ciudadanos que no tienen suficientes recursos monetarios, esto es un asunto irrelevante. Pues, según el informe de (Gilbert, 2001), de acuerdo con el Estudio de Indicadores Habitacionales del Banco Mundial, el 0,6 % de la población se involucra en la autoconstrucción de sus viviendas, mientras que otro segmento habita en espacios al aire libre o en refugios temporales. A nivel mundial, este porcentaje es del 0,3 %, mientras que en los países industrializados alcanza el 0,9 %.

Este problema en América Latina y el Caribe ha persistido durante las últimas décadas debido al incremento demográfico, las variaciones en los ingresos, la migración de zonas rurales a urbanas y la urbanización concentrada. Como resultado, aproximadamente el 80 % de la población regional habita en áreas urbanas, con cerca de 120 millones de personas residiendo en asentamientos informales o en viviendas que no cumplen con los estándares adecuados. Esta situación se exacerbó con la pandemia del Covid-19. Por consiguiente, el Objetivo 11 de los ODS se enfoca en el desarrollo de ciudades y comunidades sostenibles, prestando especial atención a garantizar que, para 2030, todas las personas tengan acceso a viviendas y servicios básicos que sean adecuados, seguros y asequibles, y en la mejora de los asentamientos precarios (Livert, 2022).

Como resultado, Livert (2022) señala que esta carencia en las residencias construidas de manera independiente conlleva consecuencias significativas para el

bienestar de la población, al aumentar la susceptibilidad de las estructuras ante riesgos naturales, intensificar problemas sociales y reducir la disponibilidad de oportunidades económicas.

De igual manera, de acuerdo con el informe más reciente divulgado por la "Asociación de Desarrolladores Inmobiliarios del Perú", se indica que el 95 % de las habilitaciones urbanas en el país se encuentran en un estado informal, mientras que el 80 % de las residencias se erigen mediante procesos de autoconstrucción. Según lo manifestado, el hecho de que el 80 % de las viviendas en el país hayan sido construidas de manera autónoma implica que muchas de ellas estén expuestas a riesgos derivados de desastres naturales (RPP, 2023).

Basándonos en esto, podemos argumentar que la autoconstrucción es una práctica extendida en diversas regiones del Perú. La mayoría de las personas eligen construir sus propias viviendas para ahorrar dinero y adaptarlas a sus necesidades particulares. No obstante, Chalco (2023), afirma que delegar la responsabilidad a un maestro de obra sin el respaldo de asesoramiento técnico especializado es sumamente arriesgado, ya que a largo plazo la construcción puede presentar deficiencias. Sería pertinente disponer de expertos capacitados para la concepción del diseño estructural y para supervisar de manera efectiva el desarrollo de todo el proceso constructivo; sin embargo, en los estratos socioeconómicos C, D y E, por reducir costos, se omite estudios importantes para un adecuado diseño de la edificación.

Cuando la población construye sus viviendas sin la asesoría de expertos en la materia, es probable que el diseño estructural resulte inadecuado. En particular, las cimentaciones pueden estar incorrectamente dimensionadas, ya sea por deficiencia o exceso, lo que compromete la integridad estructural y reduce el desempeño sísmico esperado. En el caso de sobre dimensionamiento se podría presentar un incremento de la cantidad de materiales, el presupuesto asignado llegaría a ser insuficiente, llevando a economizar causando una disminución de calidad de los materiales. Por otro lado, en caso de sub dimensionamiento se reducirían la cantidad de materiales, inicialmente puede parecer "beneficioso" para la economía familiar, pero a largo plazo conllevará a reparaciones que afectarán igualmente las finanzas.

En el estudio efectuado en Aguas Verdes, Tumbes, se realizaron ocho ensayos de penetración estándar y corte directo para evaluar las capacidades de carga del suelo, con valores que fluctúan entre 1,33 kg/cm² y 2,81 kg/cm². Asimismo, se caracterizó el suelo como arenas mal graduadas con la presencia de limos inorgánicos, y se determinó que el nivel freático se encuentra a una profundidad de 3 metros. Basándonos en estos

hallazgos, se concluyó que es necesario implementar mejoras en las cimentaciones. Por lo que, este análisis demostraría que las edificaciones existentes que no tomaron en cuenta estos datos enfrentarían riesgos, mientras que las que llevaron a cabo estos estudios tienen la garantía de un diseño acorde al entorno en el que se encuentran (Fernández, 2015). Por tanto, es esencial reconocer que la edificación demanda competencias técnicas y destrezas apropiadas para asegurar la seguridad, la eficiencia económica y la excelencia en las construcciones.

Lamentablemente, en Perú, la tendencia a edificar viviendas de forma informal y autoadministrada por parte de las familias, especialmente en zonas marginales y rurales, surge como consecuencia de la escasez de acceso a viviendas apropiadas y asequibles en el país. En respuesta a esta problemática, el gobierno peruano ha implementado programas orientados a abordar estos desafíos y optimizar las condiciones residenciales en las áreas de autoconstrucción, promoviendo la formalización de la propiedad y la provisión de servicios básicos. Sin embargo, la autoconstrucción sigue siendo una práctica predominante en numerosas regiones del país.

Polo (2017), se constató que el coeficiente de correlación entre la construcción y los problemas asociados es de 0,867, lo cual sugiere una relación inversamente proporcional entre ambas variables. Además, señaló que esto se debe a que los residentes perciben cierto nivel de perjuicio en términos de la aparente falta de calidad en sus construcciones (como grietas o insuficiente ventilación, entre otros); no obstante, a pesar de ello, no consideran prioritario realizar modificaciones en sus viviendas, dado que no perciben estas deficiencias como significativas en su vida cotidiana y están acostumbrados a vivir con ellas. Además, se concluye que esta postura se atribuye a la falta de conciencia entre la población respecto a la importancia de la intervención de especialistas en construcción para la mejora de sus viviendas.

En definitiva, la población cree que la práctica de la autoconstrucción no es tan perjudicial, consideran que pese a los desafíos esto les permite adquirir viviendas asequibles y personalizadas según sus necesidades. No obstante, la carencia de conocimientos técnicos y cálculo estructural podría eventualmente conducir a resultados económicos desfavorables en comparación con un enfoque planificado y diseñado con la asistencia de un profesional como un arquitecto o ingeniero civil.

En Tacna, la mayoría de las construcciones autoconstruidas son unifamiliares. Aunque los propietarios elaboran planos básicos para la construcción, abarcando aspectos como arquitectura y estructuras, en muchos casos optan por omitir el EMS, ya

sea debido al costo elevado del mismo o a la falta de conocimiento al respecto. Esta situación coloca al proyectista en una posición condicionada, ya que solo tiene la capacidad de estimar el valor para el diseño de las cimentaciones, como zapatas y cimientos corridos. Este valor podría estar sobredimensionado o sub dimensionado, lo que conlleva riesgos para la vivienda o la economía de cada familia. Además, en muchas ocasiones, estas estimaciones se realizan a simple vista por parte del maestro constructor, basándose en la experiencia o en otra vivienda similar cercana a la construcción.

Asimismo, Omar Jiménez, anterior gobernador regional de Tacna, señaló que, aunque se han realizado esfuerzos preventivos frente a la autoconstrucción, la población aún no tiene plena conciencia de su importancia. En este sentido, expresó que cuando alguien va a emprender una construcción, es crucial abordar el tema de la autoconstrucción, visitarlos y colaborar con Defensa Civil para brindarles las recomendaciones necesarias en cuanto a la posible vulnerabilidad. La práctica de la autoconstrucción nos supera, especialmente en las zonas de invasiones donde a veces se apilan ladrillos; debemos abordarlo de manera progresiva (Radio Uno, 2017).

Este estudio de investigación busca subrayar la importancia del análisis de la mecánica de suelos (EMS) en la elaboración de planos para proyectos de viviendas unifamiliares construidas de manera independiente. De este modo, los profesionales podrán fundamentar sus decisiones en datos precisos sobre la capacidad portante, asegurando que el diseño de las cimentaciones se adapte a los requisitos específicos de la construcción. Este enfoque contribuye a prevenir problemas asociados con diseños inadecuados y, especialmente, a evitar pérdidas económicas tanto a corto como a largo plazo. A partir de lo expuesto, se formularon las siguientes preguntas:

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Interrogante general

¿Cómo determinamos las implicancias del estudio de mecánica de suelos en el presupuesto de cimentaciones de una vivienda unifamiliar de autoconstrucción, Pocollay - Tacna 2023?

1.2.2. Interrogantes específicas

a. ¿Cómo se determinarán las características mecánicas del suelo de la vivienda unifamiliar de autoconstrucción a analizar, Pocollay - Tacna 2023?

b. ¿Cómo se procesarán los datos adquiridos en campo para determinar la geometría de las cimentaciones de una vivienda unifamiliar de autoconstrucción, Pocollay - Tacna 2023?

c. ¿Cuál es el presupuesto y la diferencia existente entre los planos estimados y los planos reales de una vivienda unifamiliar de autoconstrucción, Pocollay - Tacna 2023?

1.3. Justificación de la investigación

1.3.1. Justificación ambiental

Con el estudio de mecánica de suelos se obtendrán datos relacionados a la capacidad portante para diseñar cimentaciones acordes a la tipología del terreno; no incurriendo en sobredimensionamientos que conlleven a un mayor uso de materiales y obtención de desperdicios o, en el otro extremo, en sub dimensionamientos, que den pie a deficiencias o fallas estructurales que requieran reforzamientos. En cualquiera de los escenarios, la ejecución de un estudio de suelos facilita la minimización del empleo de materiales contaminantes, lo que favorece la mitigación de la contaminación ambiental, optimiza la utilización de los recursos y, en última instancia, eleva la calidad de vida de la población.

1.3.2. Justificación social

Contar con un hogar para el descanso, refugio, seguridad y convivencia con seres queridos no solo es una aspiración vital compartida por muchas personas, sino un estándar que se debería alcanzar como parte del estilo de vida. No obstante, este ideal no siempre se materializa debido a diversos factores, siendo la autoconstrucción uno de los más influyentes entre ellos; 8 de cada 10 edificaciones peruanas son realizadas por medio de la autoconstrucción generando que ese tipo de edificaciones sean vulnerables y no sostenibles a lo largo del tiempo, pues estas son construidas con la idea de ahorrar costos, no llegando muchas veces ese “ahorro” a no compensar lo invertido y generar en un futuro deficiencias físicas afectando tanto la economía de las familias, así como poner en peligro su propia vida en caso de eventos sísmicos (Chalco, 2023). Esta investigación contribuirá a fomentar entre los ciudadanos, tanto de áreas urbanas como rurales, la importancia de considerar invertir en profesionales capacitados que tomen como base el estudio geotécnico para la correcta estructuración de la vivienda; garantizando no solo la seguridad de la familia, sino también la eficiencia en procedimientos y reducción de costos.

1.3.3. Justificación económica

Al validar la importancia del estudio de suelos en las viviendas de autoconstrucción, se evidenciará que optar por ello es la manera más eficiente de invertir, pues teniendo buenas cimentaciones se garantiza que la estructura sea menos susceptible a sufrir daños futuros y no se subdimensionen o sobredimensionen estos elementos, ahorrando así mucho dinero.

1.3.4. Justificación científica

Este estudio tiene como finalidad estimular y persuadir a los investigadores para que respalden la relevancia del análisis de suelos (EMS), evidenciando que este tipo de evaluación es esencial para la economía, dado que ayuda a prevenir deterioros y garantiza que las edificaciones sean más resilientes y perdurables a lo largo del tiempo.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Determinar las implicancias del estudio de mecánica de suelos en el presupuesto de cimentaciones de una vivienda unifamiliar de autoconstrucción, Pocollay - Tacna 2023.

1.4.2. Objetivos específicos

a. Realizar ensayos de mecánica de suelos según los requisitos de la norma E0.50 para determinar las características del suelo y tener las consideraciones para diseñar una vivienda unifamiliar, Pocollay - Tacna 2023.

b. Desarrollar el diseño de la cimentación de la vivienda unifamiliar, Pocollay - Tacna 2023.

c. Formular el costo de la cimentación existente y de la propuesta para comparar el costo referencial (inicial) de las cimentaciones versus el costo modificado según criterios técnicos de la vivienda unifamiliar, Pocollay - Tacna 2023.

1.5. Hipótesis

1.5.1. Hipótesis general

No realizar el estudio de mecánica de suelos en una vivienda unifamiliar de autoconstrucción incrementa el presupuesto.

1.5.2. Hipótesis específicas

a. Al realizar los ensayos de mecánica de suelos, se obtuvo que el suelo tenía menor capacidad portante de la esperada.

b. El diseño de las cimentaciones de las viviendas cumple con los requerimientos de los estudios de mecánica de suelos.

c. El costo de la cimentación existente es menor que el costo de la cimentación con diseño técnico.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del estudio

2.1.1. Antecedentes internacionales

Cabrera (2021), en el trabajo denominado “Capacidad Portante de los suelos en arcilla y arena para vivienda de tres pisos en la ciudad de Machala”, el propósito fue establecer que el análisis de suelos es fundamental para asegurar que cada edificación alcance su vida útil estimada sin experimentar daños prematuros que comprometan la seguridad y el bienestar de sus ocupantes. Este aspecto adquiere una relevancia particular en Machala, el núcleo de la investigación, debido a su ubicación geográfica, que presenta un alto nivel freático en gran parte de su área. Para ello, se realizaron evaluaciones técnicas para determinar la capacidad portante de dos tipos de suelo a distintas profundidades. La conclusión reveló que la zona de estudio exhibe una capacidad portante reducida de $0,9 \text{ kg/cm}^2$, lo que requiere una mejora del suelo mediante la incorporación de materiales con propiedades optimizadas para aumentar la capacidad de carga, siendo necesario un refuerzo de 90 cm para el suelo arcilloso y de 60 cm para el suelo arenoso.

López (2011), en “Análisis y diseño de una cimentación superficial de una estructura”, tuvo como objetivo realzar la importancia de conocer las características del suelo en el que se planea construir para el diseño de una edificación. Con este objetivo, se llevaron a cabo ensayos de laboratorio para determinar los parámetros del suelo y se analizó la interacción entre el suelo y la cimentación. Los resultados revelaron hundimientos que excedieron en un 30 % las magnitudes estimadas en los cálculos.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Mendoza (2023), La investigación titulada "Estudio de la Mecánica de Suelos para la Evaluación de la Capacidad de Carga de Cimentaciones en el Hospital EsSalud Cajamarca" se propuso llevar a cabo una evaluación detallada de la capacidad portante de las cimentaciones del hospital referido mediante un análisis integral de la mecánica de suelos. Este estudio se realizó con el objetivo de contrastar las capacidades de carga determinadas con las especificadas en el expediente técnico. Los resultados indicaron que las capacidades calculadas fueron inferiores a las establecidas en el expediente técnico, con variaciones porcentuales de 20,61 %, 19,21 % y 22,40 % para las

cimentaciones corridas, losas y zapatas aisladas, respectivamente. Concluyendo que la discrepancia hallada es un indicador que el exceso de carga sobre el suelo puede conducir a asentamientos o fallos de corte, lo que a su vez puede ocasionar daños significativos en la estructura.

Camacho y Chamorro (2020), en “Diseño estructural para ampliar las viviendas autoconstruidas en la 3ra zona Delicias de Villa – Chorrillos – 2020”, tuvo como objetivo recalcar la importancia de llevar a cabo un minucioso estudio suelos, así como un análisis exhaustivo de una vivienda ya construida, para poder concebir un diseño estructural adecuado para la expansión de las viviendas de autoconstrucción en la Tercera Zona Delicias de Villa - Chorrillos. En este sentido, la investigación se centra en examinar el suelo de dicha región (la cual adolece de comprensión acerca de la importancia crítica de erigir viviendas que se ajusten a la tipología del suelo, uso y requisitos de los habitantes) para luego diseñar las cimentaciones. Como resultado se determinó que el suelo pertenece a la clasificación SUCS de GM y que la cimentación debería tener una profundidad de 1,00 m y un ancho de 0,70 m; asimismo, se especifica que la cimentación tendrá una altura de 0,80 m y se añadirá un sobre cimiento de 0,60 m de altura. La conclusión primordial es que, es indispensable tener información detallada sobre la respuesta de los elementos estructurales propuestos para asegurar su correcto desempeño y resistencia.

Bueza (2020), en su trabajo denominado “Propuesta de cimentación por la Teoría de Terzaghi según los Parámetros Urbanísticos en el AA.HH. Nueva Esperanza en el Distrito de Nuevo Chimbote, 2020”, tuvo como objetivo realizar el diseño de cimentaciones mediante un estudio geotécnico que dictamine los parámetros del suelo, a fin de asegurar una edificación eficiente acorde a la tipología del terreno, dado que en Nuevo Chimbote se han levantado improvisadas viviendas familiares, sin una evaluación previa. Para ello, se evaluó la tipología y las dimensiones de las viviendas en el área de estudio con el propósito de llevar a cabo un análisis geotécnico que facilitara las comparaciones pertinentes y permitiera el desarrollo del diseño de la cimentación. Como resultados, menciona que el incremento desproporcionado de la población resulta en la ocupación ilegal de terrenos donde se llevan a cabo construcciones sin el adecuado análisis de ingeniería. Concluyendo que la ausencia de este estudio resulta en un diseño deficiente de la cimentación acorde al tipo de suelo, lo cual perjudica tanto a las viviendas en sí como a las estructuras cercanas, aumentando el riesgo de posibles colapsos en estas edificaciones.

2.1.3. Antecedentes locales

Palaco y Rodriguez (2022), en su tesis denominada “Influencia de la capacidad portante del suelo en el análisis y diseño de una edificación de concreto armado, Tacna, 2022”, El objetivo fue evaluar el efecto de la capacidad portante mediante el análisis y diseño de una estructura de concreto armado en los distritos de Tacna, Ciudad Nueva y Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa. Se implementó un diseño arquitectónico homogéneo para las tres zonas seleccionadas y se realizaron estudios geotécnicos para determinar la capacidad de carga y los parámetros sísmicos pertinentes. Los resultados indicaron que, para Tacna y coronel Gregorio Albarracín, serían necesarias zapatas aisladas, combinadas y conectadas, con una altura de 50 cm y una profundidad de desplante de 1,50 m. En contraste, en Ciudad Nueva se requerirían losas de cimentación con alturas de 1 m en los bordes y 70 cm en el centro debido a su capacidad de carga más limitada. Además, las cimentaciones en Ciudad Nueva fueron conectadas con vigas para una distribución óptima de las cargas. En comparación con los demás distritos, los diseños en Ciudad Nueva demandaron un mayor consumo de acero y concreto. En resumen, se determinó que la capacidad portante ejerce una influencia indirecta en el análisis sísmico y una influencia directa en el diseño de cimentaciones, mientras que no impacta el diseño de losas aligeradas o macizas.

Según Atencio y Angulo (2020), en la tesis denominada “Determinación de la capacidad de carga admisible para las cimentaciones superficiales del sector 12 San Antonio, Distrito G. Albarracín, provincia Tacna - 2020”, el objetivo fue determinar la capacidad de carga permisible en el Sector 12 de San Antonio, Distrito G. Albarracín (Tacna). Para ello, se realizaron análisis detallados de las propiedades físicas y mecánicas del suelo, facilitando así el diseño de cimentaciones superficiales adecuadas para la región. Los resultados de los ensayos de laboratorio y cálculos indicaron que el suelo se clasifica como grava mal graduada (GP), sin presencia de nivel freático, con capacidades de carga de 3,16 kg/cm² a 1,00 m de profundidad, 4,23 kg/cm² a 1,50 m y un promedio de 5,29 kg/cm² a 2,00 m. En resumen, los análisis y cálculos realizados permitieron establecer la capacidad de carga admisible del suelo, estimar los asentamientos esperados y proponer distintos tipos de cimentaciones cuadradas, tanto superficiales como profundas.

Cañi y Gomez (2019), en el trabajo “Propuesta técnica para cimentaciones de viviendas ubicadas en el sector VII del distrito Alto de la Alianza -Tacna – 2018”, El propósito fue delinear una solución de cimentación idónea para las viviendas ubicadas en la Asociación Alto Santa Cruz. Para alcanzar este objetivo, se realizó un análisis minucioso de las propiedades físicas y mecánicas del suelo, así como de su capacidad

de carga. Los hallazgos revelaron que el suelo predominante en la zona es arena limosa, con un ángulo de fricción interna de $28,37^\circ$ y capacidades admisibles de $1,33 \text{ kg/cm}^2$ a 1,50 m de profundidad y $1,65 \text{ kg/cm}^2$ a 2,00 m. Aplicando un factor de seguridad de 3,5 y siguiendo las normativas técnicas para el concreto armado, se diseñó una zapata cuadrada de 1,20 m de lado, que resultó ser el aspecto más crítico del diseño. Asimismo, se generaron mapas de isovalores para visualizar la capacidad admisible a las profundidades mencionadas. Concluyendo que, la idea de la tipología de cimentación promueve que los residentes de este sector construyan sus viviendas de manera formal y segura.

2.2. Bases teóricas

A partir de lo anteriormente descrito, se subraya la relevancia del análisis de mecánica de suelos (EMS), dado que ofrece una evaluación pormenorizada de las propiedades físicas y geológicas del terreno, la estratigrafía, la heterogeneidad de las capas y sus dimensiones, así como la profundidad del nivel freático. En especial, la capacidad de carga del suelo o roca es esencial para el diseño de cimentaciones, ya que proporciona datos críticos sobre las características del suelo en el sitio de construcción, facilitando la evaluación de su influencia en el comportamiento estructural.

El tipo de suelo ideal para construir viviendas depende de varios factores, pero en general, los suelos más adecuados suelen ser aquellos que proporcionan una base estable y segura para la estructura. A continuación, en la tabla 1 se exponen los tipos de suelos más idóneos junto con sus características.

Tabla 1

Suelos recomendables para construir

Tipo de Suelo	Características	Ventajas y Desventajas
Suelos Granulares (Arenas y gravas)	Estos suelos tienen una buena capacidad de carga y drenaje. Son ideales para cimentaciones superficiales, ya que tienden a tener una baja deformabilidad y proporcionan una base estable.	Buena capacidad de carga, bajo riesgo de asentamientos diferenciales, y buen drenaje. Pueden requerir medidas adicionales en suelos con granulación fina o alta permeabilidad para evitar problemas de escorrentía.
Suelos Rocosos	Suelos formados por rocas compactas, como granito o basalto,	Alta resistencia y capacidad de carga, bajo riesgo de asentamientos.

(continúa)

Tabla 1 (continuación)

Tipo de Suelo	Características	Ventajas y Desventajas
(Rocas Sólidas)	ofrecen una excelente capacidad de carga y estabilidad.	Costoso y complicado de excavar o preparar, dependiendo del tipo de roca. Buena capacidad de carga si la arcilla es de alta resistencia.
Suelos Arcillosos de Alta Resistencia (Arcillas Estables)	Aunque las arcillas pueden ser problemáticas debido a su comportamiento expansivo o colapsable, aquellas con alta resistencia y baja expansividad pueden ser adecuadas si se manejan correctamente.	Pueden experimentar expansión o contracción con los cambios en la humedad, lo que puede causar asentamientos si no se gestionan adecuadamente.

Nota. La presente tabla sintetiza los tipos de suelos idóneos para una construcción, detalla sus características, ventajas y desventajas.

En resumen, los suelos granulares y rocosos son generalmente los más adecuados para la construcción de viviendas debido a su estabilidad y capacidad de carga. Las arcillas pueden ser adecuadas si son de alta resistencia y se toman medidas para gestionar su comportamiento con respecto a la humedad. Es por ello que, antes de construir, es esencial realizar un estudio geotécnico del suelo para evaluar su idoneidad y diseñar la cimentación de acuerdo a sus características específicas. En vista de ello, a continuación, se detallan las bases teóricas que involucran dichos análisis:

2.2.1. Ensayos estándar

2.2.1.1. Ensayo de humedad

La humedad natural del suelo se define como la proporción entre el peso del agua contenida en una muestra en su estado húmedo y el peso de la misma muestra después de ser deshidratada a una temperatura controlada en un horno. Este parámetro, expresado en porcentaje, puede variar desde niveles cercanos a cero, indicando un estado de sequedad total, hasta un valor máximo que no necesariamente alcanza el 100%. La cantidad de agua en el suelo es crítica para su comportamiento, afectando de manera significativa aspectos como la variación en el volumen, la cohesión y la estabilidad mecánica del mismo (Caballero, 2023).

Método de prueba estándar para la determinación de laboratorio del contenido de agua (humedad): NORMA ASTM D 2216-98

El procedimiento implica someter una muestra de prueba a un proceso de deshidratación en un horno a una temperatura controlada de $(110 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C})$ hasta que se

logre un peso constante. La pérdida de peso durante este proceso se atribuye a la evaporación del agua. El contenido de agua se determina calculando la diferencia entre el peso inicial de la muestra y su peso final una vez completamente deshidratada.

Equipo requerido:

- Horno deshidratador con control termostático, preferentemente con circulación forzada y conforme a las especificaciones del estándar E145. Debe mantener una temperatura uniforme de $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ en toda su cámara de secado.
- Balanzas que cumplan con los criterios establecidos en la norma D-4753 y las regulaciones pertinentes. Para muestras de hasta 200 g (sin incluir el contenedor), se requiere una balanza de clase GP1 con una precisión de 0,01 g. Para muestras superiores a 200 g, se debe utilizar una balanza de clase GP2 con una precisión de 0,1 g. La balanza debe tener una precisión adecuada para asegurar la correcta significancia de las cifras en las mediciones.
- Contenedores diseñados específicamente para contener especímenes, fabricados con materiales que garanticen resistencia a la corrosión y estabilidad dimensional bajo cambios de temperatura, exposición a diferentes pH y procesos de limpieza. Se recomienda el uso de contenedores con tapas ajustables para muestras con un peso inferior a 200 g, a menos que se prefiera el uso de un desecador. Para muestras más pesadas.
- Utensilios misceláneos como cuchillos, espátulas, cucharones y cuarteadores, entre otros, según se requiera para la preparación y manipulación de las muestras (Sociedad americana para pruebas y materiales, 1998).

2.2.1.2. Límites de Atterberg

Estos puntos críticos definen los umbrales entre los cuatro estados de consistencia de un suelo de grano fino: sólido, semisólido, plástico y semilíquido o viscoso. La transición del estado sólido al semisólido se denomina límite de retracción, mientras que la separación entre el estado semisólido y el plástico se conoce como límite plástico. Finalmente, la frontera que marca el cambio del estado plástico al semilíquido se identifica como límite líquido. Así, el estado de consistencia de un suelo de grano fino está condicionado por su contenido de humedad (Geotecnia, 2019).

Los métodos estándar de ensayo para Límite Líquido, Límite de plástico, y el índice de plasticidad del suelo: NORMA ASTM D 4318-05

Límite plástico:

La muestra se tamiza para eliminar el material retenido en un tamiz de 425 micras (malla 40). El límite líquido se determina mediante ensayos en los que una porción de la muestra se coloca en una copa de bronce, la cual está segmentada por una herramienta ranurada. Se permite que la muestra fluya, y se registran los impactos repetidos en la copa utilizando un dispositivo mecánico estándar. En el método A, que emplea el límite líquido multipunto, se realizan tres o más ensayos en un rango definido de contenido de agua, y los datos obtenidos se grafican o calculan para establecer el límite líquido. En el método B, que utiliza el límite líquido de un solo punto, se emplean datos de dos ensayos con contenidos de agua distintos, ajustados mediante un factor de corrección, para determinar el límite líquido.

El contenido de agua del suelo en este estado se conoce como límite plástico. Este límite se determina al someter una pequeña muestra de suelo plástico a una serie de aplicaciones de presión y movimientos rotatorios dentro de un cilindro de 3,2 mm (1/8 de pulgada) de diámetro, hasta que el contenido de humedad disminuya a un nivel en el que el filamento se deforma y no puede ser reformado. Los porcentajes de agua en el suelo en este estado define el límite plástico.

Índice de plasticidad

El índice de plasticidad esta dado por la siguiente formula (1):

$$IP = LL - LP \quad (1)$$

Donde:

- IP= Índice de plasticidad.
- LL= límite líquido.
- LP= límite plástico.

Equipo necesario:

- Dispositivo para la medición del límite líquido: Un aparato mecánico compuesto por una copa de latón montada sobre un pivote que permite ajustar su descenso sobre una base de caucho endurecido.
- Utensilio de ranurado plano: Este implemento está fabricado en materiales no corrosivos como el plástico o metal, con dimensiones específicas conforme a las indicadas en la figura 3. Aunque el diseño puede variar, es fundamental mantener las dimensiones críticas. Adicionalmente, la herramienta puede incluir un mecanismo de medición para calibrar la altura de caída del dispositivo empleado en la determinación del límite líquido.

- Balanza conforme a la normativa D-4753, Clase GP1, con una capacidad de lectura precisa de hasta 0,01 gramos.

2.2.1.3. Granulometría

La granulometría proporciona una visión detallada acerca de las dimensiones de los granos existentes en los sedimentos. A través del análisis granulométrico, se adquiere información esencial sobre el origen, las propiedades mecánicas y la distribución cuantitativa de cada tipo de grano en relación con su tamaño dentro de una escala específica.

Análisis granulométrico: NORMA ASTM C 136-1

Este procedimiento emplea tamices para segmentar las partículas de una muestra de acuerdo con su tamaño, proporcionando información precisa sobre las dimensiones de las partículas presentes en el sedimento analizado. Cabe destacar que este método se aplica exclusivamente a muestras que han sido previamente secadas. El tamizado se efectúa mediante una serie de tamices, iniciando con uno de 3 pulgadas y finalizando con tamices de hasta 0,0074 mm de malla. Para llevar a cabo el tamizado de manera adecuada, es imperativo seguir los procedimientos descritos a continuación.

- Se utilizan tamices dispuestos en una secuencia descendente dentro de una columna.
- En primer lugar, la muestra se coloca en el tamiz de mayor malla.
- La serie de tamices se somete a movimientos vibratorios y rotatorios mediante un equipo especializado o manual.
- Tras este procedimiento, se extraen los tamices y se cuantifica el peso de los materiales retenidos en cada uno.
- Con los datos de los pesos totales y los materiales retenidos, se elabora la curva granulométrica correspondiente.

Equipo necesario:

- Balanzas: Para el pesaje de agregados finos, se requiere una balanza con una resolución de 0,1 g y una precisión de 0,1 % de la masa de la muestra. Para el pesaje de agregados gruesos o de mezclas de agregados gruesos y finos, se necesitan balanzas con una resolución y precisión de 0,5 g o 0,1 % de la masa de la muestra.
- Tamices: Las mallas deben estar montadas en marcos robustos diseñados para minimizar la pérdida de material durante el proceso de tamizado. Tanto las mallas

como los marcos de tamices estándar deben cumplir con las especificaciones detalladas en la norma ASTM E11. Los marcos de tamices no estándar también deben adherirse a los requisitos de esta norma.

- Horno: Se requiere un horno con dimensiones adecuadas que pueda mantener una temperatura uniforme de $110\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$ (equivalente a $230\text{ }^{\circ}\text{F} \pm 9\text{ }^{\circ}\text{F}$).

2.2.1.4. Peso específico

Este ensayo se utiliza con frecuencia para cuantificar los valores de densidad aparente, esenciales para diversas metodologías en la dosificación precisa de mezclas de concreto. La densidad aparente resulta igualmente relevante para la determinación de la relación entre masa y volumen en transacciones comerciales. Sin embargo, la correlación entre el grado de compactación de los áridos en unidades de transporte o pilas de almacenamiento y los valores obtenidos mediante este método aún no está claramente definida. Adicionalmente, los áridos en una unidad de transporte suelen presentar humedad tanto absorbida como superficial, siendo esta última un factor que influye en la densidad aparente. En contraste, el presente ensayo establece la densidad aparente en condiciones de total sequedad (ASTM, 1997).

Método de ensayo normalizado para determinar la densidad aparente ("peso unitario") e índice de huecos en los áridos: NORMA ASTM C 29 – 97

El procedimiento implica llenar el recipiente hasta el borde utilizando una pala o herramienta adecuada para verter los áridos desde una altura no superior a 2 pulgadas (50 mm) sobre la abertura del recipiente. Es crucial minimizar la segregación de partículas durante esta operación. Luego, se debe nivelar la superficie de los áridos con los dedos o una regla, asegurando que las proyecciones de las partículas de mayor tamaño rellenen uniformemente los vacíos formados en la parte inferior del recipiente.

Después de nivelar, se determina la masa del recipiente con su contenido y la masa del recipiente vacío. Estos valores se utilizan posteriormente para calcular el volumen del recipiente dividiendo los resultados obtenidos.

Equipo

- Balanza: Un dispositivo de pesaje de alta precisión, capaz de medir con exactitud hasta el 0,1 % de la carga dentro de su rango operativo, con divisiones mínimas de 0,1 lb [0,05 kg].
- Recipiente para medir: Un recipiente cilíndrico metálico, preferentemente equipado con asideros. Debe ser completamente estanco, con las partes superior e inferior

perfectamente paralelas y niveladas, y suficientemente robusto para mantener su integridad estructural durante el manejo intenso.

2.2.1.5. Ensayo de in situ, densidades máximas y mínimas

Método de ensayo estándar para determinar la densidad máxima y peso unitario del suelo en el sitio usando mesa vibradora (ASTM D-4253)

La densidad máxima o peso unitario de un suelo no cohesivo con drenaje libre se determina al colocar el suelo, en estado húmedo o seco, en un molde y aplicar una carga de 2 libras por pulgada cuadrada (14 kPa) sobre la superficie de la muestra. Posteriormente, se aplica vibración vertical mediante una mesa vibradora electromagnética o excéntrica, con un desplazamiento sinusoidal y una amplitud de vibración vertical de aproximadamente 0,013 pulgadas (0,33 mm) durante 8 minutos a 60 Hz, o 0,019 pulgadas (0,48 mm) durante 10 minutos a 50 Hz. La densidad máxima o peso unitario se determina calculando la masa seca del suelo compactado en el molde y dividiéndola por el volumen del suelo, el cual se obtiene multiplicando la altura promedio del suelo compactado por el área del molde (ASTM D 4253, 2005).

No obstante, se dispone de un método alternativo para determinar la densidad máxima del suelo denominado ensayo del "Pisón Marshall". Este procedimiento implica la compactación del suelo mediante el uso del instrumento mencionado. Su aplicación resulta justificable debido a su menor complejidad y coste en comparación con el empleo de una mesa vibradora, además de su mayor rapidez y facilidad operativa. En este método, la vibración generada por la mesa vibradora se reemplaza por la energía de impacto de la caída del pisón. En este proceso, el pisón no tiene contacto directo con el suelo, sino con la placa del pisón, generando el efecto de compactación requerido. Este ensayo está estipulado por la especificación española NTL 205/9 (Geotechnical Consulting, 2020).

Método de ensayo estándar para determinar la densidad y peso unitario del suelo en el sitio por el método del cono de arena (ASTM C 1556)

Se realiza una calicata manual de un pozo de prueba en el suelo de interés, recolectando el material excavado en un recipiente adecuado. Luego, se procede a llenar el pozo con arena de densidad conocida mediante un vertido libre y se determina su volumen. La densidad húmeda del suelo en el sitio se obtiene dividiendo la masa húmeda del material extraído por el volumen del pozo. Se evalúa el contenido de agua del material del pozo para calcular su masa seca. Finalmente, se calcula la densidad

seca in situ empleando la masa del suelo deshidratado, el contenido de agua y el volumen del pozo (ASTM, 2000).

Ensayo de densidad mínima, peso unitario de suelos y cálculo de densidad relativa (Norma ASTM D-4254)

El índice mínimo de densidad o peso unitario representa el estado más suelto alcanzable de un suelo sin cohesión y con libre drenaje, obtenido mediante un procedimiento estándar de laboratorio que evita el aglutinamiento y reduce al mínimo la segregación de partículas. Cualquier método elegido implica calcular la densidad o peso unitario de una muestra de suelo, previamente secada en horno y colocada en un recipiente de volumen determinado, garantizando la prevención del aglutinamiento y la segregación de partículas, y al mismo tiempo, minimizando la compactación de la muestra (ASTM D 4254, 2006).

2.2.1.6. Corte directo

Ensayo de corte directo: Norma (ASTM D-3080)

La metodología del ensayo implica la colocación de una muestra en un dispositivo específico diseñado para este fin, donde se utiliza una carga normal predefinida. Luego, la muestra se satura o drena según sea necesario para el ensayo. Posteriormente, se liberan los marcos desplazándolos de manera horizontal a una velocidad de deformación constante. Durante este proceso, se registran tanto la fuerza de corte aplicada como los desplazamientos de manera horizontal hasta que la muestra llega a su punto de falla (Botía, 2015)

Las muestras suelen presentar una altura que varía entre 25 mm y 30 mm, con una sección transversal de 25 cm². Además, la carga normal aplicada sobre la muestra puede llegar hasta 1000 kN/m² (Das, Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones, 2012). Para ello el esfuerzo normal se calcula mediante la ecuación 2.

$$\sigma = \sigma' = \text{Esf. normal} = \frac{\text{Fuerza normal}}{\text{Área de la sección transversal de la muestra}} \quad (2)$$

Y el esfuerzo cortante se calcula mediante la fórmula (3):

$$r = r' = \text{Esf. cortante} = \frac{\text{Resistencia al esfuerzo de corte}}{\text{Área de la sección transversal de la muestra}} \quad (3)$$

2.2.2. Método de teoría de capacidad de carga (Terzaghi)

2.2.2.1. Capacidad portante

La capacidad portante, también conocida como capacidad de carga, representa el esfuerzo máximo que un suelo puede resistir sin experimentar una falla por corte. Este parámetro es crucial en el diseño de cimentaciones, específicamente cuando hablamos de zapatas.

La capacidad de carga se define por las propiedades de resistencia al esfuerzo cortante del suelo, incluyendo el ángulo de fricción y la cohesión, así como por las dimensiones de la cimentación y la profundidad de asentamiento. Adicionalmente, dependiendo de la fórmula empleada para su determinación, puede estar influenciada por el tipo de cimentación, que puede ser corrida, cuadrada o circular.

No es una característica uniforme para todas las profundidades ni para todos los tamaños de cimentación. Así en lugar de afirmar que la capacidad portante es un valor "x", sería más preciso expresar que está a "x" profundidad específica y para un tamaño de cimentación determinado.

La capacidad de carga no constituye únicamente una característica intrínseca del suelo, sino que se define por la interacción entre la zapata y el terreno. Esta capacidad es influenciada por las dimensiones de la base de la zapata, la profundidad de la cimentación y los parámetros específicos del suelo (Ramírez, 2023).

2.2.2.2. Tipos de fallas

Las fallas por capacidad de carga se manifiestan cuando el suelo subyacente a la cimentación sufre una fractura por esfuerzo cortante. Esta fractura está influenciada predominantemente por tres factores: la densidad relativa del suelo, la configuración geométrica de la cimentación y las condiciones de carga que inducen la falla.

De acuerdo a las variaciones de los parámetros anteriormente mencionados, es que estas fallas se dividen en tres tipos: falla por corte general, por punzonamiento y corte local (Nij, 2009).

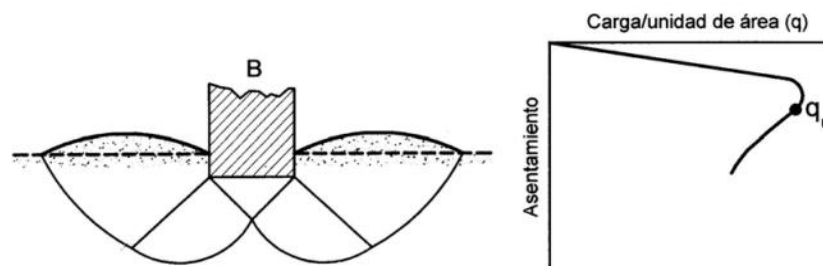
Falla por corte general

Cuando una cimentación corrida de ancho B se asienta sobre un suelo denso o cohesivo firme, y la carga aplicada sobre el suelo aumenta de manera gradual, se experimentará un incremento en el asentamiento hasta que la presión por unidad de área alcance la capacidad de carga última del suelo. En ese momento, se produce una falla repentina conocida como falla por corte general, característica de arenas densas y arcillas rígidas. Esta falla se manifiesta a través de una superficie de ruptura continua que se origina en el borde de la cimentación y se extiende hacia la superficie del terreno. Se trata de una falla de naturaleza frágil y abrupta, frecuentemente de carácter

catastrófico. Si el diseño estructural no permite la rotación de las zapatas, puede observarse una inclinación notable de la cimentación, con un aumento en el hinchamiento del suelo en los bordes y un colapso predominante en un lado específico (Nij, 2009). Por ello se presenta un gráfico en la figura 1 para una mejor comprensión.

Figura 1

Falla por corte general



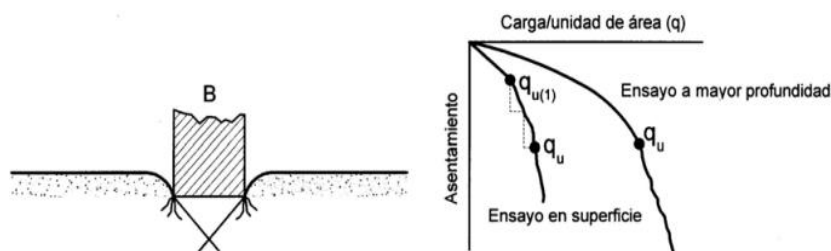
Nota. El gráfico representa la falla por corte general. Tomado de *Capítulo 10-Fundaciones*, por AASHTO (2010).

Falla por punzonamiento

En la figura 2 se muestra la falla por punzonamiento, este tipo de falla ocurre en suelos relativamente sueltos, donde la zona afectada no se expande de la misma manera que en el caso del corte general. En esta situación, la cimentación provoca una compresión vertical inmediata en el suelo, lo que da lugar a una falla por corte circunscrita alrededor de la cimentación. A diferencia de otras formas de fallo, los desplazamientos del suelo en interacción con la cimentación no son tan notorios, permitiendo que el equilibrio vertical y horizontal de la cimentación permanezca relativamente estable (Nij, 2009).

Figura 2

Falla por punzonamiento



Nota. El gráfico representa la falla por punzonamiento. Tomado de *Capítulo 10-Fundaciones*, por AASHTO (2010).

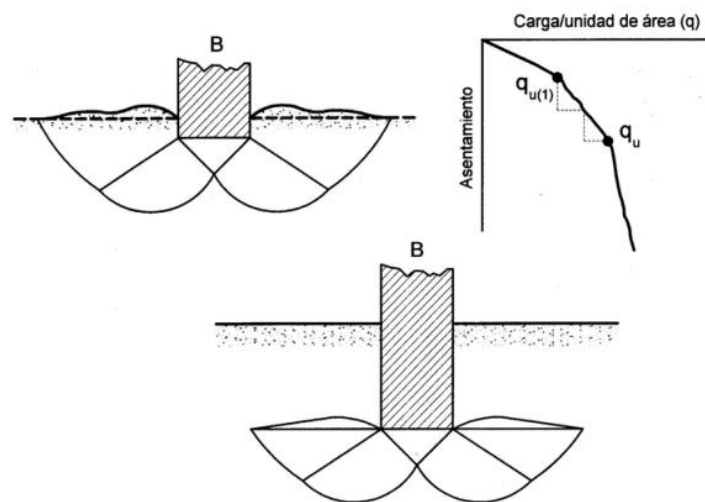
Falla por corte local

En la figura 3 se muestra la falla por punzonamiento, cuando una cimentación está soportada por un suelo arenoso o arcilloso con una compactación intermedia, un incremento en la carga resulta en un aumento gradual del asentamiento. En estas circunstancias, la superficie de ruptura se extiende de forma progresiva hacia la superficie del terreno. Sin embargo, si el desplazamiento vertical es considerable, definido como la mitad del lado o diámetro de la zapata, la superficie de ruptura puede interrumpirse dentro del volumen del suelo, sin llegar a la superficie.

Cuando la presión por unidad de área llega al valor de carga inicial de falla, denotado como $q_u(1)$, se producen movimientos repentinos en el suelo acompañados de sacudidas. Para que la superficie de falla se propague hasta la superficie del terreno, se requiere un desplazamiento considerable de la cimentación, que ocurre al alcanzar la capacidad de carga última. Esta falla se sitúa entre el corte general y el punzonamiento, y se distingue por el hinchamiento del suelo adyacente a la cimentación y una compresión vertical del suelo directamente bajo la cimentación (Nij, 2009).

Figura 3

Falla por corte local

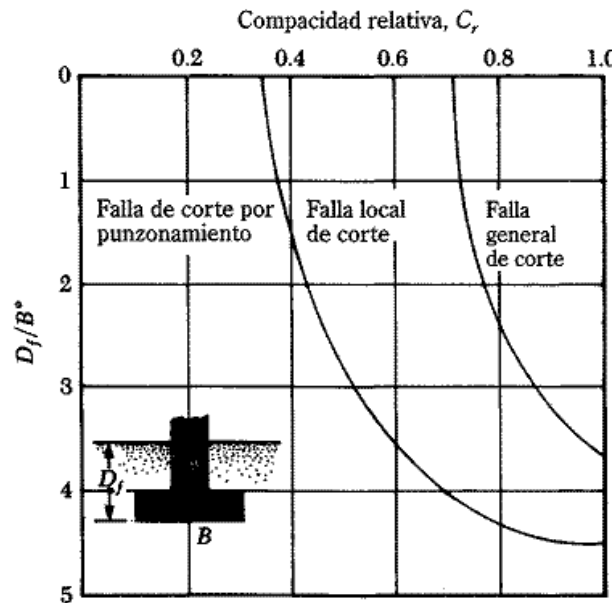


Nota. El gráfico representa la falla por corte local. Tomado de *Capítulo 10- Fundaciones*, por AASHTO (2010).

En 1970, DeBeer estudió la capacidad de carga de suelos arenosos, evaluando variables como la densidad y la profundidad relativa (D_f/B). Con base en su análisis, pudo estimar el tipo de falla que experimenta una zapata bajo carga, por medio de un cuadro de doble entrada detallado en la figura 4.

Figura 4

Modos de falla en cimentaciones sobre arena



Nota. El gráfico representa los modos de falla en cimentaciones, teniendo en cuenta la compacidad relativa, nivel de desplante y ancho de la cimentación. Tomado de *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* por Braja Das (2001).

Sin embargo, dada la dificultad para predecir el tipo de falla que puede afectar a una cimentación superficial, Vesic en 1973, introdujo un parámetro cuantitativo para evaluar la compresibilidad relativa, al que denominó Índice de rigidez. Según este índice, valores altos (por ejemplo, 250) indican una mayor probabilidad de falla por corte general, mientras que valores bajos (por ejemplo, 10) sugieren una mayor probabilidad de falla por punzonamiento.

Esto sugiere que, en suelos con baja compresibilidad, como arenas densas o muy densas y arcillas compactas, muy compactas o duras, la incidencia de fallas por corte general es superior. En contraste, en suelos con mayor compresibilidad, tales como arenas muy sueltas o sueltas y arcillas muy blandas o blandas, la probabilidad de fallas por punzonamiento es mayor. En suelos con características intermedias, como arenas medianamente densas y arcillas medianamente compactas, es posible que se observe una falla por corte local (Causol, 2020).

En vista de ello en el estudio realizado por Berrios (2013), en el cual explica y resalta las propiedades de los tipos de suelos granulares, parametrizó sus

características de la siguiente manera, en la tabla 2 se aprecia las características de un suelo de gravas pobremente gradadas y en la tabla 3 de arenas.

Tabla 2

Características de gravas pobremente gradadas

Descripción	Medida
Resistencia	Alta
Cohesión	Menor a 0,4 kg/cm ²
Fricción	Alta 36° a 40°
Peso Unitario	Alto, 2,2 ton/m ²
Compresibilidad	Muy baja
Capacidad de soporte	2,5 a 8 kg/cm ²
Módulo elástico	800 a 1500 kg/cm ²

Nota. Esta tabla muestra las características o propiedades mecánicas de las gravas pobremente gradadas. Tomado de *Sesión I: Estabilidad de taludes de suelos granulares* por Berrios (2013).

Tabla 3

Características de arenas

Descripción	Medida
Resistencia	Baja
Cohesión	Nula
Fricción	30° a 35°
Peso Unitario	1,6 a 1,8 ton/m ²
Compresibilidad	Alta
Capacidad de soporte	1 a 2,5 kg/cm ²
Módulo elástico	50 a 150 kg/cm ²

Nota. Esta tabla muestra las características o propiedades mecánicas de las arenas. Tomado de *Sesión I: Estabilidad de taludes de suelos granulares* por Berrios (2013).

2.2.2.3. Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi

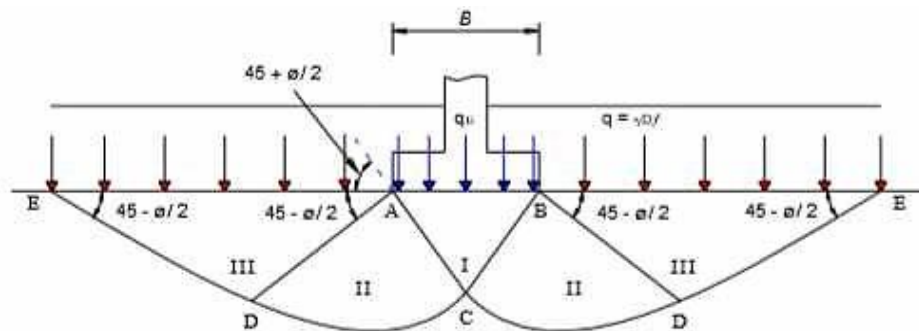
Esta cuestión ha sido abordada mediante la teoría de plasticidad durante un período considerable (por ejemplo, Prandtl en 1923, y Reissner en 1924; Terzaghi en 1943; Brinch-Hansen en 1950; Meyerhof en 1953 y Vesic en 1975). Dicha aproximación asume invariablemente que el suelo de soporte del cimiento es horizontal y de extensión lateral infinita (Gonzalez, 2020).

Terzaghi (1943), reconocido por su formulación de una teoría exhaustiva para la evaluación de la capacidad de carga última en cimentaciones superficiales, Terzaghi

inicialmente definió una cimentación como superficial si su profundidad de desplante (D_f) era igual o menor que su ancho. Sin embargo, estudios recientes han sugerido que una cimentación también puede considerarse poco profunda cuando (D_f) oscila entre 3 y 4 veces el ancho de la cimentación. Terzaghi también propuso que, para cimentaciones "continuas" o "de franja" (donde la relación ancho-largo se aproxima a 0), la superficie de falla bajo carga máxima puede modelarse de manera análoga a la representada en la figura 5 (que ilustra un caso de falla por corte general). Además, se contempla la posibilidad de reemplazar el efecto del suelo en la base de la cimentación por una sobrecarga equivalente (*Das, 2013*).

Figura 5

Falla por capacidad de carga



Nota. El gráfico representa la falla de capacidad de carga según la teoría de Terzaghi. Tomado de *Propuesta de cimentación por la Teoría de Terzaghi según los Parámetros Urbanísticos en el AA.HH. Nueva Esperanza en el Distrito de Nuevo Chimbote, 2020*, por Ramos (2021).

La fórmula empleada para la capacidad portante según Terzaghi es la detallada en la ecuación 4.

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (4)$$

Donde:

c = cohesión del suelo.

γ = peso específico del suelo.

q = producto del peso específico del suelo y la profundidad de cimentación.

N_c , N_q , N_γ = factores de capacidad de carga, únicamente en función del ángulo de fricción del suelo (adimensionales), además en la tabla 4 se aprecia un conglomerado de los factores de capacidad de carga según cada ángulo de fricción.

Tabla 4*Factores de capacidad de carga de Terzaghi en falla general de suelos*

ϕ	Nc	Nq	Ny	ϕ	Nc	Nq	Ny
0	5,7	1	0	26	27,09	14,21	9,84
1	6	1,1	0,01	27	29,24	15,9	11,6
2	6,3	1,22	0,04	28	31,61	17,81	13,7
3	6,62	1,35	0,06	29	34,24	19,98	16,18
4	6,97	1,49	0,1	30	37,16	22,46	19,13
5	7,34	1,64	0,14	31	40,41	25,28	22,65
6	7,73	1,81	0,2	32	44,04	28,52	26,87
7	8,15	2	2,7	33	48,09	32,23	31,94
8	8,6	2,21	0,35	34	52,64	36,5	38,04
9	9,09	2,44	0,44	35	57,75	41,44	45,41
10	9,61	2,69	0,56	36	63,53	47,16	54,36
11	10,16	2,98	0,69	37	70,01	53,8	65,27
12	10,76	3,29	0,85	38	77,5	61,55	78,61
13	11,41	3,63	1,04	39	85,97	70,61	95,03
14	12,11	4,02	1,26	40	95,66	81,27	115,31
15	12,86	4,45	1,52	41	106,81	93,85	140,51
16	13,68	4,92	1,82	42	119,81	108,75	171,99
17	14,6	5,45	2,18	43	134,58	126,5	211,56
18	15,12	6,04	2,59	44	151,95	147,74	261,6
19	16,56	6,7	3,07	45	172,28	173,28	325,34
20	17,69	7,44	3,64	46	196,22	204,19	407,11
21	18,92	8,26	4,31	47	224,55	241,8	512,84
22	20,27	9,19	5,09	48	258,28	287,85	650,67
23	21,75	10,23	6	49	298,71	344,63	831,99
24	23,36	11,4	7,08	50	347,5	415,14	1072,8
25	25,13	12,72	8,34				

Nota. Esta tabla muestra los factores de capacidad de carga de Terzaghi en falla general de suelos, mediante el ángulo de fricción. Tomado de *Fundamentos de ingeniería geotécnica* por Braja Das (2013).

Factores de capacidad de carga

Los factores de capacidad de carga se determinan mediante las ecuaciones 5,6 y 7.

$$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2}-\phi\right)*\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (5)$$

$$Nc = \cot\phi(Nq - 1) \quad (6)$$

$$N\gamma = 0.5 \tan \varphi \left(\frac{K_{py}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \quad (7)$$

Según las tablas K_{py} no da un dato correcto para el $N\gamma$; por lo que es necesario arreglarlo con una función polinomial (regresión de polinomios), por medio de la ecuación 8.

$$K_{py} = (-250,5\varphi^6 + 663,9\varphi^5 - 715,3\varphi^4 + 389,6\varphi^3 - 108.115\varphi^2 + 18.115\varphi + 0,003063) * \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi + 33}{2} \right) \quad (8)$$

$$\text{Si } \varphi \text{ es } 0: \quad Nq=1 \quad Nc=5,71$$

Cimentación cuadrada: En casos de existencia de zapatas cuadradas se emplea la ecuación 9 dada por Terzaghi y la tabla 5.

$$qu = 1,3 c Nc + q Nq + 0,4 \gamma B N\gamma \quad (9)$$

Donde: B = ancho de la cimentación

Para cimentaciones que exhiben un modo de falla local por corte en suelos, Terzaghi propuso las siguientes modificaciones a la ecuación 9 (referido a la ecuación 10).

$$qu = 0,876 c * N`c + q * N`q + 0,4 * \gamma * B * N`\gamma \quad (10)$$

$N`c$, $N`q$ y $N`\gamma$ representan los factores de capacidad de carga ajustada. Estos se determinan aplicando las ecuaciones para los factores de capacidad de carga (Nc , Nq y $N\gamma$) reemplazando φ por $\varphi`$ y ese ángulo modificado se halla mediante la ecuación 11.

$$\varphi` = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} * \tan \varphi \right) \quad (11)$$

Tabla 5

Factores de la ecuación general

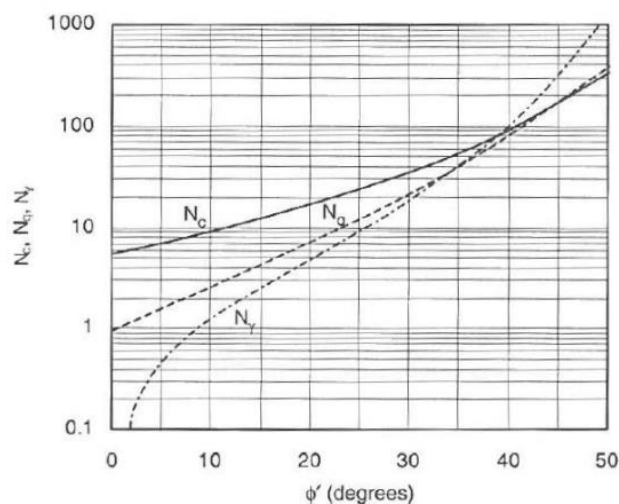
Factor	Forma		
	Franja	Circular	Cuadrada
S_c	1	1,3	1,3
S_γ	1	0,6	0,8

Nota. Esta tabla muestra los factores de la ecuación general de suelos, según la teoría de Terzaghi. Tomado de *Propuesta de cimentación por la Teoría de Terzaghi según los Parámetros Urbanísticos en el AA.HH. Nueva Esperanza en el Distrito de Nuevo Chimbote, 2020*, por Ramos (2021).

A continuación, en la figura 6 se observa un cuadro que representa el resumen de Terzagui (1943).

Figura 6

Resumen de Terzaghi



Nota. El gráfico representa el resumen de los factores de capacidad de carga, según la teoría de Terzaghi. Tomado de *Propuesta de cimentación por la Teoría de Terzaghi según los Parámetros Urbanísticos en el AA.HH. Nueva Esperanza en el Distrito de Nuevo Chimbote, 2020*, por Ramos (2021).

2.2.2.4. Clasificación de suelo

SUCS: utiliza los símbolos de cinco letras:

- G por grava (gravel)
- S por arena (sand)
- M por limo (del sueco mo y mjala)
- C por arcilla (clay)

- O por suelos orgánico (organic soil)
- P por turba (peat soils)

Además, las siguientes definiciones:

- W Bien graduado (Well graded)
- P Mal graduado (Poorly graded)
- L Baja compresibilidad (Low compressibility)
- H Alta compresibilidad (High compressibility)

El procedimiento abarca tanto suelos gruesos como finos, diferenciándolos mediante el tamizado con una malla 200; las partículas gruesas tienen dimensiones superiores a las de la malla, mientras que las partículas finas son más pequeñas. Un suelo se define como de textura gruesa cuando más del 50 % de sus partículas son de tamaño grueso, mientras que se considera de textura fina si más de la mitad de sus partículas, en términos de peso, son de tamaño fino.

Para la clasificación de gravas y arenas, se emplea una malla 4. Un suelo se categoriza en el grupo genérico G si más del 50 % de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no atraviesa la malla 4. De lo contrario, el suelo se clasifica en el grupo genérico S. Las gravas y arenas se dividen en cuatro categorías específicas:

- GW y SW:** Un material que exhibe escasa presencia de partículas finas y una distribución equilibrada en cuanto a tamaños se identifica con la designación "w" (well graded). Para satisfacer las normativas asociadas a estos grupos, se vela por mantener el contenido de partículas finas por debajo del 5 % en peso. La evaluación de la distribución de tamaños se realiza a través de los coeficientes de uniformidad y curvatura: una grava se considera adecuadamente distribuida si su coeficiente de uniformidad supera el valor de 4 y su coeficiente de curvatura se sitúa entre 1 y 3. En el caso de las arenas que exhiben una buena distribución, se espera que su coeficiente de uniformidad exceda 6, manteniendo el coeficiente de curvatura dentro de los rangos mencionados anteriormente.
- GP y SP:** Este tipo de material, caracterizado como "p" (poorly graded), se distingue por tener una escasez de partículas finas y una distribución de tamaños inapropiada. Estos materiales suelen exhibir una textura uniforme o una predominancia en un intervalo específico de tamaños, careciendo de tamaños intermedios. Aunque satisfacen los requisitos de contenido de partículas finas (no superiores al 5 %), no cumplen con los estándares para una distribución de tamaños adecuada. Este grupo abarca gravas uniformes de lechos fluviales, arenas uniformes de dunas y playas, así como mezclas de gravas y arenas finas extraídas de diversos estratos durante

operaciones de excavación.

- c. **GM y SM:** Material caracterizado por una proporción considerable de finos no plásticos, representado por el símbolo "M" (originado de las palabras suecas "mo" y "mjala"). La inclusión de estos finos tiene un impacto significativo en propiedades tales como la resistencia del material, la relación entre el esfuerzo aplicado y la deformación resultante, y la capacidad de drenaje de las partículas gruesas. Según observaciones previas, esto se manifiesta cuando el contenido de finos excede el 12 % en peso, estableciendo este valor como el umbral crítico para la concentración de partículas finas. La plasticidad de estos finos puede oscilar desde ausente hasta moderada; en general, es fundamental que los límites de plasticidad se mantengan por debajo de la línea A0 para la fracción que atraviesa la malla 40, o que el índice de plasticidad sea inferior a 4 para que estos materiales cumplan con los estándares requeridos.
- d. **GC y SC:** Un material que contiene una cantidad significativa de finos plásticos y se identifica con la designación "C" (arcilla). Al igual que en el grupo anteriormente mencionado, se requiere que el contenido de finos supere el 12 % en peso, por las mismas razones indicadas para los grupos GM y SM. No obstante, en este caso, los finos exhiben una plasticidad que varía de moderada a alta. Ahora se exige que los límites de plasticidad ubiquen a la fracción que pasa a través de la malla 40 por encima de la línea "A" y, además, se establece como requisito adicional que el índice plástico sea mayor que 7.

Los suelos de naturaleza gruesa que albergan una proporción de finos entre el 5 % y el 12 % en términos de peso, son considerados como situaciones fronterizas dentro del sistema unificado de clasificación; por ende, se les otorga una designación dual para su identificación. Por ejemplo, el símbolo GP-GC denota una grava que no está uniformemente graduada y que posee una cantidad de finos plásticos (arcillosos) dentro del rango del 5 % al 12 %. En casos donde un material no puede ser claramente clasificado en una categoría específica, se emplean también símbolos duales para señalar estas situaciones intermedias. Por ejemplo, el símbolo GW/SW se refiere a un material de granulometría equilibrada, con menos del 5 % de finos, y que presenta una proporción igual de gravas y arenas en su fracción gruesa. Estas notaciones y categorizaciones se detallan en un esquema para facilitar la determinación del tipo de suelo correspondiente.

A continuación, se detalla en las tablas 6, 7 y 8 los cuadros de clasificación de suelos según SUCS.

Tabla 6

Suelos de grano grueso, sistema SUCS

Caso de suelos para grano grueso						
Divisiones Mayores		Símbolo de Grupo	Nombres Típicos	Criterios de Clasificación para Suelos Granulares		
Suelos de grano grueso (más del 50% del material es mayor en tamaño que el tamiz N°200)	Gravas (más de la mitad de la fracción gruesa es mayor que el tamiz 4)	Gravas limpias (poco o ningún fino)	GW	Gravas bien gradadas, mezclas gravosas, poco o ningún fino	Cu > 4 1 < Cc < 3	
		Gravas con finos (cantidad apreciable de finos)	GP	Gravas pobremente gradadas, mezclas grava-arena, poco o ningún fino	No cumple todos los requisitos de gradación para GW	
		Gravas con finos (cantidad apreciable de finos)	GM	Gravas limosas, mezcla grava-arena-limo	Límites de Atteberg por debajo de la línea A o $I_p < 4$	A los materiales sobre la línea A con $4 < I_p < 7$ se considera de frontera y se les asigna doble símbolo
	Arenas (más de la mitad de la fracción gruesa es menor que el tamiz 4)	Arenas limpias (poco o ningún fino)	SW	Arenas bien gradadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino	Cu > 6 1 < Cc < 3	
		Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	SP	Arenas pobremente gradadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino	No cumple todos los requisitos de gradación para SW	
		Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	SM	Arenas limosas, mezcla de arena-limo	Límites de Atteberg por debajo de la línea A o $I_p < 4$	Si el material está en la zona sombreada

(continúa)

Tabla 6 (continuación)

Caso de suelos para grano grueso			
Divisiones Mayores	Símbolo de Grupo	Nombres Típicos	Criterios de Clasificación para Suelos Granulares
e de finos)	SC	Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla	Límites de Atteberg por encima de la línea A o $I_p > 7$ a con $4 < I_p < 7$ se considera de frontera y se les asigna doble símbolo

Nota. Esta tabla muestra los criterios de clasificación de suelos para grano grueso según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Recuperado de *Capítulo 06: Clasificación de suelos*, por Calua (2012).

Dependiendo del porcentaje de finos (pasante $m - 200$); los suelos gruesos se clasifican: Menos del 5 %: GW, GP, SW, SP; más del 12 %: GM, GC, SM, SC y entre 5 % - 12 %, caso frontera: doble símbolo.

Tabla 7

Suelos de grano fino, sistema SUCS

Caso de suelos para grano fino			
Divisiones Mayores	Símbolo De Grupo	Nombres Típicos	Criterios De Clasificación Para Suelos Granulares
Suelos de grano fino (más del 50% del material pasa el tamiz N°200)	ML	Limos orgánicos y arena muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas, o limos arcillosos con poca plasticidad	1. Determinar el porcentaje de arenas y gravas de la curva granulométrica. 2. Dependiendo del porcentaje de fino (fracción menor que el tamiz 200 los suelos gruesos se clasifican como sigue:
	CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras	Menos del 5 % - GW, GP, SW, SP Mas del 12 % - GM, GC, SM, SC De 5 a 12 % - casos frontera que requieren doble símbolo

(continúa)

Tabla 7 (continuación)

Caso de suelos para grano fino			
Divisiones Mayores	Símbolo De Grupo	Nombres Típicos	Criterios De Clasificación Para Suelos Granulares
Limos y arcillas (Límite líquido $w_l > 50$)	OL	Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad	Carta de Plasticidad
	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o diatomáceos, suelos elásticos	
	CH	Arcillas orgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas	
	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta, limos orgánicos	
Suelos altamente orgánicos	Pt	Turba u otros suelos altamente orgánicos	

Nota. Esta tabla muestra los criterios de clasificación de suelos para grano fino según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Recuperado de *Capítulo 06: Clasificación de suelos*, por Calua (2012).

Tabla 8

Resumen de clasificación

Material	Símbolo	Descripción
Gravas	GW	Grava bien graduada
	GP	Grava mal graduada
	GM	Grava limosa
	GM-GC	Grava limo arcillosa
	GW-GM	Grava ligeramente limosa bien graduada
	GW-GC	Grava ligeramente limosa arcillosa bien graduada
	GW-GM- GC	Grava ligeramente limosa arcillosa bien graduada

(continúa)

Tabla 8 (continuación)

Material	Símbolo	Descripción
	GP-GM	Grava ligeramente limosa mal graduada
	GP-GC	Grava ligeramente arcillosa mal graduada
	GP-GM-GC	Grava ligeramente limosa arcillosa mal graduada
	SW	Arena bien graduada
	SP	Arena mal graduada
	SM	Arena limosa
	SC	Arena arcillosa
	SC-SM	Arena limosa arcillosa
Arenas	SP-SC	Arena pobremente graduada con arcilla
	SP-SM	Arena pobremente graduada con limo
	SW-SM	Arena ligeramente limosa bien graduada
	SW-SC	Arena ligeramente arcillosa bien graduada
	SW-SM-SC	Arena ligeramente limosa arcillosa bien graduada
	CL	Arcilla
	ML-CL	Limo arcilloso o arcilla orgánico de plasticidad baja
Finos	OL	Suelo orgánico de plasticidad alta
	CH	Limo orgánico de plasticidad alta
	OH	Arcilla inorgánica de plasticidad alta
Suelos	PT	Suelo fibroso con alto contenido de materia orgánica

Nota. Esta tabla muestra el resumen de la clasificación de suelos según su nomenclatura, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Recuperado de *Propuesta de cimentación por la Teoría de Terzaghi según los Parámetros Urbanísticos en el AA.HH. Nueva Esperanza en el Distrito de Nuevo Chimbote, 2020*, por Ramos (2021).

2.2.2.5. Ángulo de fricción, cohesión y peso específico

Según estudios anteriores se realizaron una recopilación de resultados de ángulo de fricción, cohesión y peso específico en distintos tipos de suelos:

Ángulo de fricción y cohesión

Cálculo de ángulo de fricción

Utilizando el Método indirecto (Densidad Relativa) para calcular el Ángulo de Fricción Interna (ϕ), según la fórmula de Meyerhof, aplicable a suelos granulares con menos del 5% de finos (que pasan a través de la malla 200), empleando la ecuación 12 y posteriormente la ecuación 13 para la corrección del mismo, para ello hay que tener en cuenta que para esas ecuaciones se requiere la densidad relativa, la cual se halla mediante la ecuación 14.

$$\text{Angulo de Fricción} = 30 + 0.15 * Y_{rel} \quad (12)$$

$$\text{Corrección del ángulo de Fricción} = C_o * \tan\left(\frac{2}{3} * \tan(\phi)\right) \quad (13)$$

En donde:

$$Y_{rel} = \left(\frac{Y_{max}}{Y_{nat}}\right) * \frac{Y_{nat} - Y_{min}}{Y_{max} - Y_{min}} * 100 \quad (14)$$

Y_{rel} = Densidad Relativa

$Y_{máx.}$ = Densidad Máxima

$Y_{nat.}$ = Densidad Natural

$Y_{mín}$ = Densidad Mínima

Estudios previos

En el estudio de Gonzalez (1999) detallado en la tabla 9 se observa que para un suelo gravoso se tiene un ϕ' entre 34 ° a 38 ° y una cohesión nula, además del suelo limo arenoso con un ϕ' entre 22 ° a 28 ° y una cohesión de 0.17 t/m².

Tabla 9

Ensayo de penetración estándar (SPT)

Nro.	Descripción	ϕ' prm (°)	c'prm (t/m ²)	ϕ' mín. (°)
1	Relleno heterogéneo	14,144	1,9236	26,373
2	Limo arcilloso amarillento	29,485	0,2172	34,454
3	Arena limosa amarillenta	29,234	0,1948	26,724
4	Arena limosa gris verdosa	38,866	0,0000	34,700
5	Limo arenoso carmelito	39,850	0,0000	34,551
6	Limo arenoso habano	28,066	0,1718	22,766
7	Limo arcilloso habano	28,634	0,9344	31,136
8	Arena fina algo limosa	42,014	0,0000	31,832
9	Arena con gravas	38,184	0,0000	34,369
10	Arcilla limosa habana	24,940	0,4592	28,328

(continúa)

Tabla 9 (continuación)

11	Arena compacta habana	50,327	0,0000	48,943
-----------	-----------------------	--------	--------	--------

Nota. Esta tabla muestra los valores típicos de ángulo de fricción promedio y mínimo, así como la cohesión promedio para diversos tipos de suelo. Recuperado de *Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT*, por Gonzalez (1999).

En el estudio de Hoek y Bray. 1991 detallado en la tabla 10 se observa que para un suelo gravoso se tiene un ϕ' entre 34° a 37° y una cohesión nula.

Tabla 10

Valores típicos de peso unitario, ángulo de fricción y cohesión de suelos y rocas

Descripción		Peso unitario (Saturado/ seco)	Ángulo de fricción ($^\circ$)	Cohesión (kPa)
Tipo	Material			
	Arena suelta, tamaño de grano uniforme	19/14	28-34	
	Arena densa, tamaño de grano uniforme	22/17	32-40	
	Arena suelta, diferentes tamaños de grano	20/16	34-40	
	Arena densa, diferentes tamaños de grano	21/18	38-46	
	Grava, tamaño de grano uniforme	22/20	34-37	
	Arena y grava, mezcla de tamaños	19/17	48-45	
Sin cohesión	Roca fracturada o volada: Basalto	22/17	40-50	
	Roca fracturada o volada: Granito	20/17	45-50	
	Roca fracturada o volada: Limolita	19/16	35-40	
	Roca fracturada o volada: Arenisca	17/13	35-45	
	roca fracturada o volada: Lulitas	20/16	30-35	
	Montmorillonita (bentonita blanda)	13/6	7-13	10-20
	Arcilla orgánica muy blanda	14/6	12-16	10-30
	Arcilla blanda, ligeramente orgánica.	16/10	22-27	20-50
	Arcilla Glaciar blanda	17/12	27-32	30-70
	Arcilla Glaciar rígida	20/17	30-32	70-150
Cohesivos	Rocas Ígneas duras:			

(continúa)

Tabla 10 (continuación)

Descripción		Peso unitario (Saturado/ seco)	Ángulo de fricción (°)	Cohesión (kPa)
Tipo	Material			
	Granito, Basalto, Pórfidos	25 a 30	35-45	35000- 55000
	Rocas Metamórficas:			
	Cuarcita, Neiss, Pizarras	25 a 28	30-40	20000- 40000
	Rocas Sedimentarias duras:			
	Lomolitas, Dolomita, Arenisca	23 a 28	34-45	10000- 30000
	Rocas Sedimentarias blandas:			
	Arenisca, Carbón, Lutita.	17 a 23	25-35	1000- 20000

Nota. Esta tabla muestra los valores típicos de peso unitario, ángulo de fricción y cohesión para diversos tipos de suelo. Recuperado de *Manual de estabilidad de taludes*, por Bray y Hoek (1991).

En el estudio de Casagrande (1948) detallado en la tabla 11 se observa que para un suelo gravoso se tiene un ϕ' entre 32° a 38° , además del suelo limo arenoso con un ϕ' entre 29° a 35° .

Tabla 11

Propiedades usuales de los suelos granulares, no-cohesivos

Material	Compacidad	Densidad Relativa (%)	N (SPT)	γ (gr/cm ³)	Relaci ón de vacíos	Ángulo de fricción interna (°)
GW: gravas bien graduadas , mezclas de grava y arena	Densa	75	90	2,21	0,22	40
	Media	50	55	2,08	0,28	36
	Suelta	25	<28	1,97	0,36	32
GP: Gravas mal graduadas , mezclas de grava y arena	Densa	75	70	2,04	0,33	38
	Media	50	50	1,92	0,39	35
	Suelta	25	<20	1,83	0,47	32
SW: arenas bien graduadas	Densa	75	65	1,89	0,43	37
	Media	50	35	1,79	0,49	34
	Suelta	25	<15	1,70	0,57	30

(continúa)

Tabla 11 (Continuación)

Material	Compacidad	Densidad Relativa (%)	N (SPT)	γ (gr/cm ³)	Relación de vacíos	Ángulo de fricción interna (°)
, arenas gravosas						
SP: arenas mal graduadas	Densa	75	50	1,76	0,52	36
	Media	50	30	1,67	0,60	33
, arenas gravosas	Suelta	25	<10	1,59	0,65	29
SM: arenas limosas	Densa	75	45	1,65	0,62	35
	Media	50	25	1,55	0,74	32
ML: limos inorgánico	Suelta	25	<8	1,49	0,80	29
	Densa	75	35	1,49	0,80	33
	Media	50	20	1,41	0,90	31
s, arenas muy finas	Suelta	25	<4	1,35	1,00	27

Nota. Esta tabla muestra las propiedades usuales de suelos granulares no cohesivos. Recuperado de *Classification and Identification of Soils*, por Casagrande (1948).

Peso específico: En el estudio de Casagrande (1948) detallado en la tabla 11 se observa que para un suelo gravoso se tiene un γ entre 1,83 a 2,04 g/cm³, además del suelo limo arenoso con un γ entre 1,49 a 1,65 g/cm³.

En el estudio de Alcantar y Vargas (2019) detallado en la tabla 12 se observa que para un suelo gravoso se tiene un γ de 2,00 g/cm³, además en la tabla 13 del suelo limo arenoso con un γ de 1,6 g/cm³.

Tabla 12

Valores típicos para peso unitario saturado de diferentes materiales

Tipo De Suelo	Peso Unitario Saturado (kN/m ³)	
	Suelto	Denso
Grava	20,0	21,0
Arena bien gradada y grava	21,5	23,0
Arena gruesa o mediana	20,0	21,5
Arena bien gradada	20,5	22,5
Arena fina o limosa	20,0	21,5
Relleno con roca	19,5	21,0
Bloque duro	16,5	19,0
Relleno con escoria	18,0	20,0
Relleno con ceniza	13,0	15,0

Nota. Esta tabla muestra los valores típicos de peso unitario para suelos granulares. Recuperado de *Modelo*

Geotécnico basado en propiedades índice sector, por Alcantar y Vargas (2019).

Tabla 13

Índice de vacíos, contenido de humedad y peso unitario seco

Tipo de Suelo	e	w%	γ kN/m³
Arena uniforme seca	0,80	30,0	14,5
Arena uniforme densa	0,45	16,0	18
Arena limosa suelta	0,65	25,0	16
Arena limosa densa	0,40	15,0	19
Arcilla dura	0,60	21,0	17
Arcilla blanda	0,9-1,4	30-50	11,5-14,5
Arcilla orgánica	2,5-3,2	90-120	6-8'

Nota. Esta tabla muestra los valores típicos de índice de vacíos, contenido de humedad y peso unitario seco para arenas y arcillas. Recuperado de *Modelo Geotécnico basado en propiedades índice sector*, por Alcantar y Vargas (2019).

2.2.3. Vivienda unifamiliar

2.2.3.1. Definición

Las viviendas unifamiliares se distinguen por ser habitadas exclusivamente por una sola familia, tal como indica su denominación. Por otro lado, las viviendas colectivas o multifamiliares están concebidas para alojar a varias familias, integrándose en un conjunto residencial o una propiedad urbana.

2.2.3.2. Características físicas

Una vivienda se define como unifamiliar cuando está destinada exclusivamente a albergar a una sola familia. Esto implica que tanto la estructura como el diseño de la propiedad están planificados para el uso exclusivo de una única unidad familiar, sin la necesidad de compartir áreas comunes con otras familias. Las características distintivas de una vivienda unifamiliar incluyen:

- Estructura: Puede ser una casa independiente, adosada o en hilera, pero siempre destinada al uso exclusivo de una sola familia, por lo general una vivienda unifamiliar llega a tener 2 pisos.
- Terreno: Generalmente, las viviendas unifamiliares cuentan con un terreno propio, que puede incluir un jardín, patio o garaje privado.
- Uso exclusivo: Está ocupada únicamente por una familia, sin compartir espacios comunes internos con otras unidades residenciales.

Estas viviendas se distinguen claramente de las viviendas colectivas o multifamiliares, las cuales están diseñadas para alojar a múltiples familias en unidades independientes, compartiendo ciertos espacios comunes como pasillos, ascensores y áreas recreativas.

2.2.4. Autoconstrucción

2.2.4.1. Influencia en las dimensiones de cimentación

Las normas sobre resistencia sísmica establecen directrices mínimas destinadas a salvaguardar de manera primordial las vidas humanas durante eventos sísmicos significativos. En nuestra nación, la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, establece los requisitos mínimos que deben cumplir las construcciones diseñadas para propiciar un comportamiento adecuado frente a las fuerzas sísmicas, conforme a los principios del Diseño Sismorresistente. Esta normativa requiere que cada estructura y sus componentes sean diseñados y erigidos de manera que puedan resistir las demandas sísmicas especificadas, siguiendo las normas pertinentes que regulan los materiales empleados (Norma técnica E.030 Diseño sismoresistente, 2014).

Todo profesional que ejercerá en el rubro de la construcción en su formación académica estudia esas consideraciones, por ello es que son personas capacitadas para el diseño de estructuras, no cualquier persona está habilitada para realizar diseños estructurales, ello es la razón por la cual la autoconstrucción es una práctica imprudente e irresponsable ya que podría estar generando en un futuro pérdidas humanas.

Cuando las personas construyen sus viviendas sin asesoramiento técnico capacitado podrían no tener un correcto diseño estructural, puntualizando en el caso de las cimentaciones estas podrían estar sub o sobre dimensionadas generando un impacto directo en la calidad de edificación y disminución del desempeño sísmico esperado.

2.2.4.2. Influencia en la cantidad y calidad de materiales utilizados

El tipo de suelo definido en los estudios geotécnicos para un proyecto de construcción no solo puede determinar la estabilidad de una estructura, también puede llegar a definir la viabilidad económica a la hora de construirlo. Mora y Mattos (2018) en su estudio investigan la fluctuación en los costos de material entre dos perfiles de suelo distintos dentro de una localidad urbana, la cual evidencia que para el caso de un proyecto de construcción para distintos tipos de suelo genera una modificación considerable en la

sección transversal y el acero de refuerzo para los elementos estructurales (vigas y columnas), influyendo en la cantidad de materiales a emplear, y por consiguiente, a la economía de la población. Por ejemplo, cuando se tiene un incremento de cantidad de materiales, se disminuye el presupuesto asignado en buenos materiales, dando lugar a buscar economizar y consecuentemente disminuir la calidad de estos; por otro lado, si se presenta una disminución, el efecto en primera instancia puede ser “beneficioso” para la economía de la familia, pero a largo plazo generaría reparaciones afectando de igual manera la economía.

2.2.5. Presupuesto con y sin estudio de mecánica de suelos

2.2.5.1. Estimación de cargas y diseño de cimentaciones

a. Cimentaciones superficiales

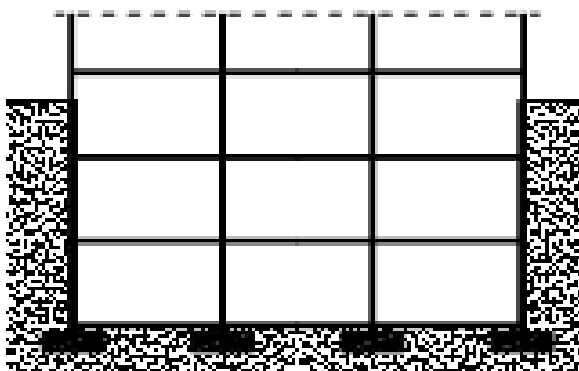
Las cimentaciones de tipo superficial (figura 7) se caracterizan de forma amplia como aquellas en las que se verifica una correlación precisa entre su profundidad de empotramiento (D) y su dimensión lateral (B) (referido a la ecuación 15).

$$\frac{D}{B} < 4 \quad (15)$$

Sin embargo, es esencial tener en cuenta la clasificación descriptiva que las distingue como aquellas que transfieren las fuerzas estructurales al suelo en su proximidad directa. Esta última definición posibilita la inclusión en esta categoría de cimentaciones de edificios que, debido a contar con un número significativo de sótanos, resultan en un valor elevado para D (Ingeniería Geotécnica – GICO UPC, 2020).

Figura 7

Cimentaciones superficiales



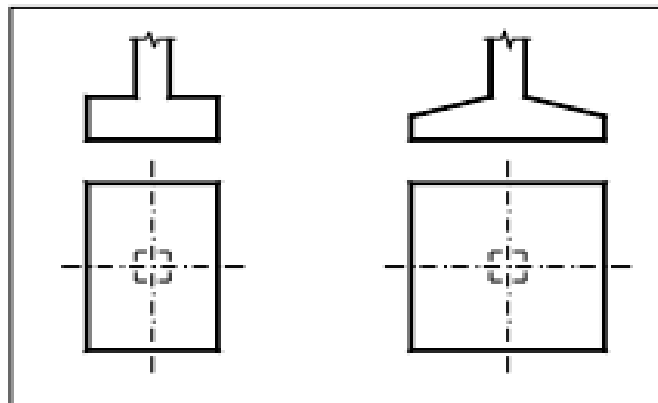
Nota. El gráfico representa la cimentación a una profundidad considerada, la cual incluye sótanos. Tomado de *Tema 4. Cimentaciones superficiales*, Ingeniería Geotécnica – GICO UPC (2020).

Además, pueden ser clasificados de la siguiente manera:

- **Zapata aislada:** Se emplea con regularidad para sustentar cargas puntuales o para brindar soporte a los pilares de estructuras con marcos. Su disposición en planta puede ser de tipo cuadrada cuando la carga se transfiere sin desviaciones o en cualquier dirección. Sin embargo, si se cuenta con información sobre la dirección de las desviaciones, la zapata puede adoptar una forma rectangular (figura 8). En este caso, la dirección conocida de la desviación se equilibra con la mayor resistencia estructural de la zapata. En el alzado, se pueden diseñar con escalonamientos o en forma piramidal. Sin embargo, actualmente, la segunda opción, a pesar de optimizar la cantidad de material utilizado, se desaconseja debido al alto costo en mano de obra de encofradores en comparación con el costo del hormigón (Ingeniería Geotécnica – GICO UPC, 2020).

Figura 8

Zapatas aisladas



Nota. El gráfico representa algunas características geométricas en zapatas aisladas, zapata rectangular aislada en el lado derecho y zapata cuadrada aislada en el lado izquierdo. Tomado de *Tema 4. Cimentaciones superficiales*, Ingeniería Geotécnica – GICO UPC (2020).

b. Diseño de zapatas

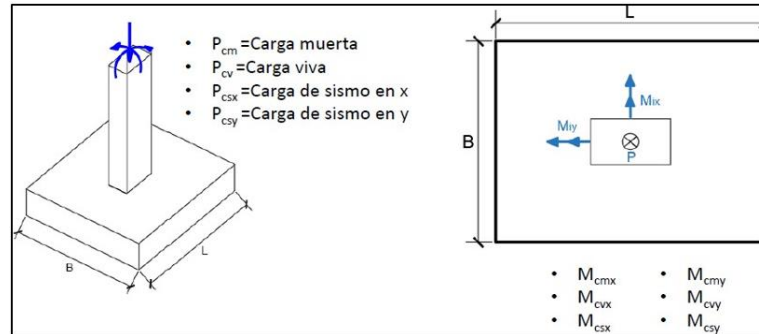
La estimación preliminar del área de la base debe basarse en las fuerzas y momentos no amplificados, es decir, bajo condiciones de servicio, transmitidos al suelo; así como, teniendo en consideración la resistencia admisible del suelo, como se establece en el estudio de mecánica de suelos (Plataforma del Estado Peruano, 2020).

Por lo anteriormente mencionado, primero se debe contar con el esfuerzo admisible del suelo (derivado del EMS), las dimensiones de la columna y finalmente las cargas. Seguidamente se describirá paso a paso el procedimiento del diseño de zapatas y su verificación de presiones.

- 1) Primero se determinaron las cargas que intervienen en una zapata, las cuales se detallan en la figura 9.

Figura 9

Cargas que intervienen



Nota. El gráfico representa las cargas que intervienen en una zapata, tales como fuerzas y momentos provenientes de carga muerta, viva y sismo en sentido x y en sentido y.

- 2) Determinamos el Área de la Zapata (referido a la ecuación 16).

$$Az \geq \frac{1,075 * (PCM + PCV)}{K * \sigma_{adm} \text{ del suelo}} \quad (16)$$

Para ello se requiere el coeficiente K según tipo de suelo lo cual se determina por medio de la tabla 14 descrita a continuación por Machaca (2023).

Tabla 14

Coeficiente K según tipo de suelo

K	Tipo de suelo	Q adm (kg/cm ²)
0,9	Rígido	>1,00
0,8	Intermedio	0,50 a 1,00
0,7	Flexible O Blando	0,25 a 0,50

Nota. Esta tabla muestra los coeficientes "k" de reducción según la tipología del terreno derivada de la capacidad admisible. Tomado de *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*, Plataforma del Estado Peruano (2020).

- 3) Se realiza la verificación por gravedad (referido a la ecuación 17 y 18).

$$\sigma_1 = \frac{1,075(PCM + PCV)}{B_1 * L_1} + \frac{6(MCMX + MCVX)}{B_1 * L_1^2} + \frac{6(MCMY + MCVY)}{B_1^2 * L_1} \quad (17)$$

$$\sigma_1 \leq \sigma_{adm} \quad (18)$$

- 4) Se realiza la verificación por sismo x (referido a la ecuación 19 y 20).

$$\sigma_2 = \frac{1,075(PCM + PCV + PCSX)}{B1 * L1} + \frac{6(MCMX + MCVX + MCSX)}{B1 * L1^2} + \frac{6(MCMY + MCVY)}{B1^2 * L1} \quad (19)$$

$$\sigma_2 \leq \sigma_{adm} * 1,3 \quad (20)$$

5) Se realiza la verificación por sismo y (referido a la ecuación 21 y 22).

$$\sigma_3 = \frac{1,075(PCM + PCV1 + PCSY)}{B1 * L1} + \frac{6(MCMX + MCVX)}{B1 * L1^2} + \frac{6(MCMY + MCVY + MCSY)}{B1^2 * L1} \quad (21)$$

$$\sigma_3 \leq \sigma_{adm} * 1,3 \quad (22)$$

c. Diseño de cimientos corridos

Es común que las estructuras de albañilería confinada, particularmente aquellas situadas en suelos de calidad media o superior, utilicen cimentaciones de concreto ciclópeo; cuya mezcla de concreto tiene una resistencia $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ (o proporción de cemento-hormigón de 1:10) y un 30 % de piedra de 10 pulgadas. Además, de contar con una dimensión mínima de 40 cm.

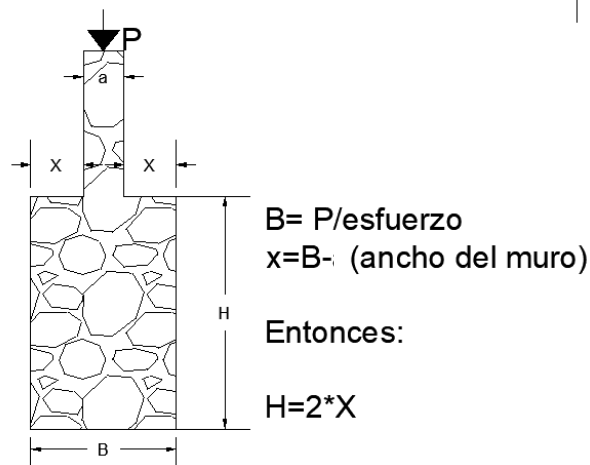
En el diseño estructural, se debe garantizar que las fuerzas aplicadas en la base, derivadas de la carga axial y del momento flector del muro, no superen la capacidad de carga admisible del suelo (σ_T). Sin embargo, debido a la presencia de piedras de gran tamaño que dificultan la evaluación precisa de la resistencia al corte, punzonamiento y tracción por flexión del concreto ciclópeo, es necesario emplear métodos prácticos para determinar la altura del cimiento. En este contexto, la Norma E.060 Concreto Armado establece que la altura del cimiento de concreto ciclópeo ($H \geq 2X$) debe ser al menos el doble de la longitud en voladizo del cimiento (X), como se ilustra en la figura 10.

Sin embargo, existen situaciones complejas que dificultan la práctica anteriormente mencionada, esto ocurre cuando la carga axial (P) no coincide con el centro de la cimentación, lo que provoca una excentricidad considerable ($e = M/P$) debido al momento flector (M) ejercido sobre la carga vertical; y dado que no se permiten tracciones entre la base y el suelo, es esencial determinar la longitud de la zona restringida (X). Este cálculo se realiza asegurando que la reacción del suelo (R) esté alineada con la carga vertical (*(esto implica que $X/3 = 1/2L - e$)*). Una vez que la longitud " X " está definida, se puede calcular, a través del equilibrio ($R = P$), el máximo esfuerzo que el suelo puede soportar. Si este esfuerzo supera la capacidad de carga admisible (σ_T), se hace necesario reducir el momento flector aplicado a la base. Esto puede lograrse a través de vigas de cimentación (VC) que conecten las bases de los

muros y que tengan la capacidad de deformarse sin entrar en contacto directo con el suelo. Entonces en la figura 10 se aprecia la fórmula a utilizar y su gráfico correspondiente (San Bartolomé et al, 2018).

Figura 10

Dimensiones de un cimiento corrido



Nota. El gráfico indica las dimensiones a ser tomadas como referencia para el dimensionamiento de cimientos corridos. Tomado de *Cimientos Corridos para estructuras de muros portantes*, Villanueva (2019).

d. Estimación de cargas

En el diseño de cimentaciones, tanto zapatas como cimientos están condicionados por la carga que recibirán de la estructura, en este caso, viviendas. Para determinar estas cargas, se utilizan diversos métodos, entre los cuales destaca el uso del software ETABS. Este programa es ampliamente reconocido en ingeniería civil, especialmente en el campo estructural. Su versatilidad, potencia y funciones especializadas han hecho que sea ampliamente aceptado y utilizado por numerosos ingenieros tanto a nivel nacional como internacional.

Bajo este concepto, se debe crear un modelo coherente del sistema de piso y los elementos que soportarán cargas verticales y laterales, asignando propiedades elásticas o inelásticas, condiciones de frontera y definiendo condiciones y combinaciones de carga estáticas o dinámicas. Para que finalmente, el software en cuestión analice toda la edificación, esto es posible ya que algunas cargas, como el peso propio de los miembros estructurales o el peso de los muros divisorios, no varían con el tiempo; sin embargo, otras cargas, como las vivas, cambian lentamente y pueden

considerarse casi constantes. Por estas razones, ETABS es el programa indicado para el análisis estructural.

2.3. Definición de términos

2.3.1. Calicata

Son pozos de prueba que sirven como método de investigación para verificar el estado, así como las características del suelo mediante el muestreo y posterior examen de las caras horizontales y verticales expuestas. Es por ello, que son comúnmente utilizadas en el la industria geotécnica y geo ambiental (Ingenieros Asesores, 2021).

2.3.2. Ensayos de mecánica de suelos

La ejecución de estos ensayos tiene como objetivo determinar las propiedades químicas, físicas y mecánicas del suelo; lo que puede implicar la evaluación de la viabilidad técnica del alineamiento horizontal y vertical, clasificación de los materiales para corte, identificación del nivel freático y la caracterización de los materiales de cantera en la zona de estudio. Es por ello que, en proyectos de viviendas multifamiliares, esto se hace esencial, tanto para comprender las propiedades del suelo como para llevar a cabo el diseño estructural de la construcción (Villanueva, 2021).

2.3.3. Esfuerzo admisible

El esfuerzo permisible es el nivel de tensión al que se puede someter un elemento con un grado de seguridad específico; dicho de otro modo, es la máxima tensión que el elemento puede soportar por debajo de la cual debe resistir las cargas con una margen de seguridad. Si la tensión en el elemento supera el límite permisible, existe el riesgo de fallo (Yépez, 2015).

2.3.4. Presupuesto

En términos económicos, el presupuesto hace referencia a la suma de dinero que se requiere para cubrir una serie de gastos esenciales. De esta manera, puede describirse como una cantidad anticipada que estima el costo asociado con la ejecución de un objetivo (Sánchez y Coll, 2020).

2.3.5. Propiedades físico mecánicas

Se refieren a aquellas características que influyen en la resistencia y capacidad mecánica de un material cuando se les somete a fuerzas. En otras palabras, las propiedades mecánicas son los atributos de un material que están relacionados con su capacidad para transmitir y resistir fuerzas o deformaciones (INFINITIA Industrial Consulting, 2023).

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1. Diseño de la investigación

Se trata de una investigación de tipo experimental, orientada a aplicar conocimientos teóricos para resolver un problema específico, transformando estos conocimientos en soluciones prácticas y logrando un objetivo determinado. Este proceso involucró una planificación, ejecución y comunicación de resultados, donde se cuantificaron datos numéricos mediante exploraciones in situ (calicatas) en viviendas. Además, se llevaron a cabo ensayos en laboratorio para obtener, analizar y comparar datos bajo dos condiciones distintas de diseño.

Por lo anteriormente expuesto, este estudio es de carácter “aplicado”. Asimismo, el nivel es “correlacional”, debido a que se compararon los resultados obtenidos y se buscó una relación entre los cálculos realizados con las exploraciones realizadas, a fin de analizar si el diseño de cimentaciones está acorde o si se asemeja a lo que requiere el tipo de suelo.

3.2. Acciones y actividades

Para la recopilación de información primero se realizaron actividades de campo, que incluyeron la toma de muestras por medio de calicatas, para realizar los respectivos ensayos de laboratorio y obtener la información necesaria para el diseño de las cimentaciones y posteriormente, el presupuesto. Para finalmente, determinar la variación existente entre los planos estimados y los planos reales en sus diferentes ámbitos. A continuación, se detallará las actividades realizadas:

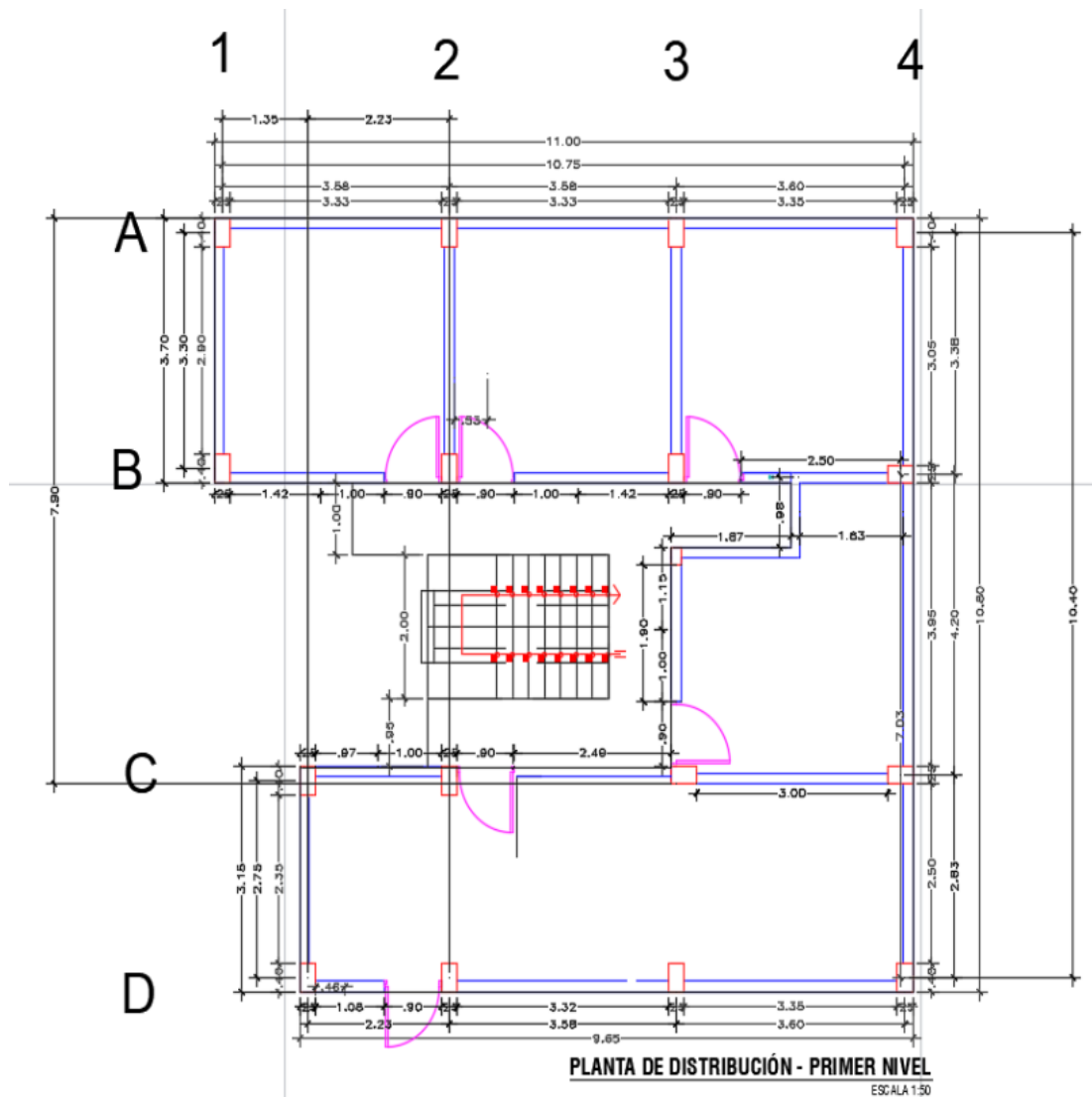
3.2.1. Revisión de planos

En esta etapa se visitaron las viviendas a analizar y se solicitaron los planos a los propietarios, cabe recalcar que las viviendas se encontraban en su primera etapa de ejecución y no contaban con planos de cimentaciones, por lo que se utilizaron como referencia los planos de arquitectura y algunos esquemas de carácter empírico. Asimismo, se realizó un diálogo con el maestro de obra, para saber cómo se estaba proyectando la cimentación y plasmar dichas subestructuras en AutoCAD para un mejor

manejo del mismo. En las figuras 11 y 12 son referentes de la vivienda 1, las figuras 13 y 14 referentes a la vivienda 2 y las figuras 15 y 16 referentes a la vivienda 3.

Figura 11

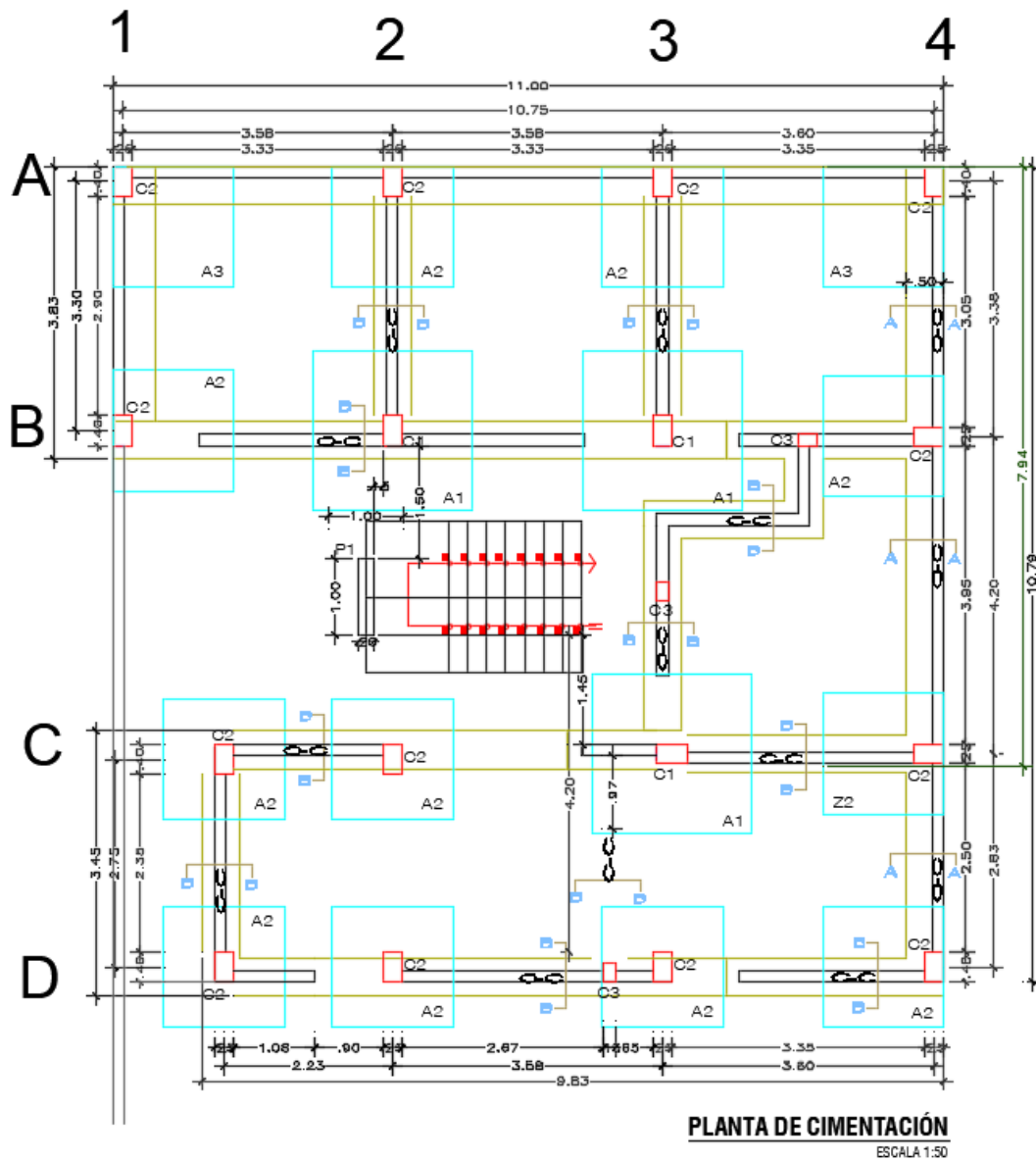
Plano de arquitectura del primer piso – Vivienda 1



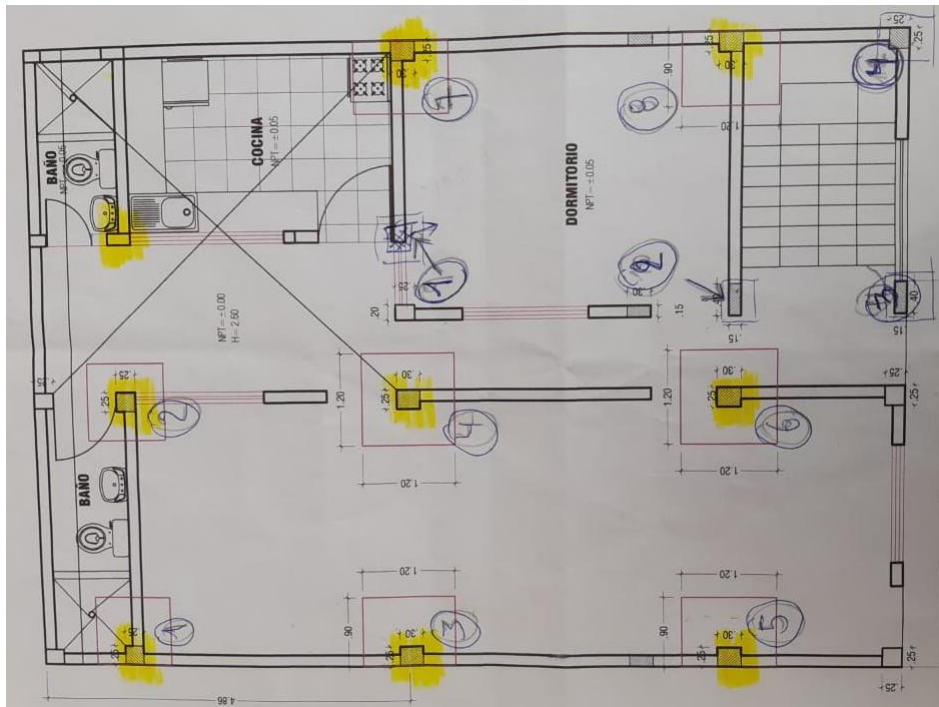
Nota. La figura representa la vista en planta de la proyección arquitectónica de la vivienda 1, con un área de 112 m² ubicada en Villa Universitaria, calle Hoyos Rubio, distrito de Pocollay (Tacna).

Figura 12

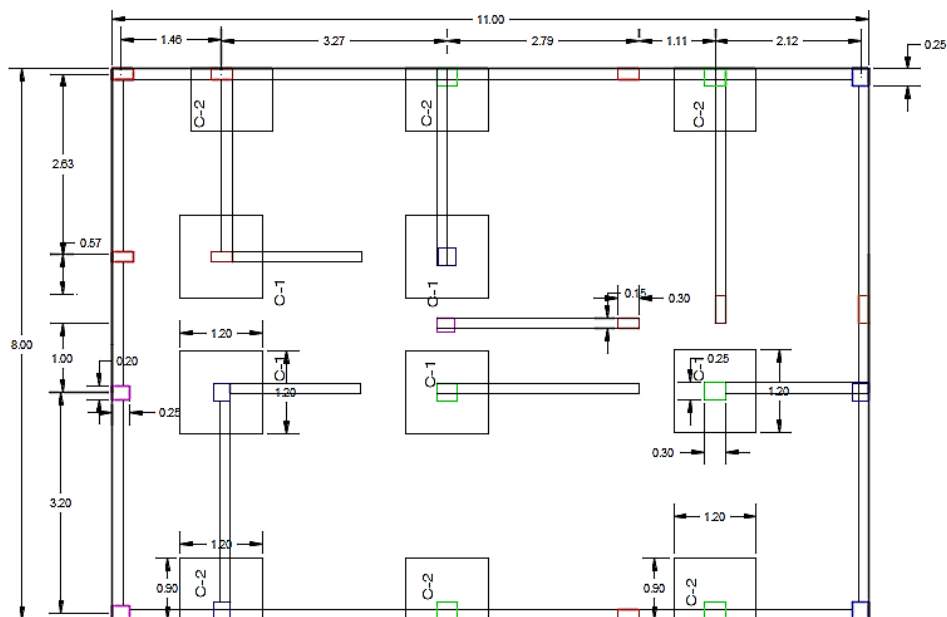
Plano de cimentaciones - Vivienda 1



Nota. La figura representa la vista en planta de la proyección de la subestructura de la vivienda 1, con un área de 112 m² ubicada en Villa Universitaria, calle Hoyos Rubio, distrito de Pocollay (Tacna).

Figura 15*Plano de arquitectura del primer piso - Vivienda 3*

Nota. La figura representa la vista en planta de la proyección arquitectónica de la vivienda 3, con un área de 88 m², ubicada primero de mayo N° 16, frente al parque recreacional 1ero de Mayo, distrito de Pocollay (Tacna).

Figura 16*Plano de cimentaciones – Vivienda 3*

Nota. La figura representa la vista en planta de la proyección de la subestructura de la vivienda 3, con un área de 88 m², ubicada primero de mayo N° 16, frente al parque recreacional 1ero de Mayo, distrito de Pocollay (Tacna).

3.2.2. Identificación del terreno

Con fecha 15 de octubre de 2023, se visitaron los 3 terrenos de estudio el primero está ubicado en Calle Hoyos Rubio, Villa Universitaria y el segundo en Calle Vial Charango, distrito de Pocollay (Tacna). En el primer terreno, como se aprecia en la figura 17, se encuentra iniciando su proceso de construcción en la etapa de excavación, en la figura 18 se aprecia la identificación del terreno 2 y en la figura 19 se aprecia el tercer terreno.

Figura 17

Terreno 1 identificado - Muestra 1



Nota. La figura representa la visita a obra del terreno de la vivienda 1.

Figura 18

Terreno 2 identificado - Muestra 2



Nota. La figura representa la visita a obra del terreno de la vivienda 2.

Figura 19

Terreno 3 identificado - Muestra 3



Nota. La figura representa la visita a obra del terreno de la vivienda 3.

3.2.3. Recolección de muestras

Seguidamente, se identificó la ubicación de las calicatas según las recomendaciones de la NORMA E.050; la cual indica que, para habilitaciones urbanas para viviendas unifamiliares de hasta 3 pisos, los números de puntos de exploración deben ser 3 por cada hectárea de terreno por habilitar. Sin embargo, para fines académicos, se realizaron 3 calicatas en total, es decir 1 calicata por cada vivienda. De esta manera, se obtuvieron las 3 muestras representativas.

La recopilación de datos se realizó utilizando las siguientes herramientas y equipos de protección personal:

- Wincha.
- Guantes de protección.
- chaleco de seguridad.
- Zapatos de seguridad.
- Herramientas manuales: pala, pico, carretilla.

A continuación, se muestra el proceso de excavación de las calicatas:

- Se inició con la excavación de la calicata con pico y pala (referido a la figura 20).

Figura 20

Excavación manual de la calicata



Nota. La figura representa la excavación de la calicata.

- En el proceso, se tomaron las mediciones continuamente para verificar la profundidad de la calicata, tal como en la figura 20, medidas por las investigadoras en la figura 21 y en la figura 22 se aprecia la calicata culminada.

Figura 21*Medición de la calicata*

Nota. La figura representa la medición de la profundidad de la calicata.

Figura 22*Calicata de la muestra 3*

Nota. La figura representa la calicata terminada.

3.2.4. Ensayos de laboratorio

a. Humedad natural (ASTM D-2216)

El presente ensayo de contenido de humedad sigue las pautas estipuladas por la norma. Este procedimiento tiene como fin determinar el contenido de humedad natural del suelo de forma porcentual. Para llevar a cabo este proceso, se extrae una muestra representativa de 500 gramos por calicata (referido a la figura 23). Estas muestras se colocan en bolsas y se transportan al laboratorio para su posterior pesaje en estado seco; para ello se hace uso de un horno (referido a la figura 24), en el cual se deja la muestra durante un período de 24 horas. La diferencia de pesos obtenidos en este proceso corresponde al contenido de humedad. En este proceso, se emplean los siguientes materiales y equipos:

- Tara.
- Balanza.
- Horno para secado.
- Bandeja.
- Pala de mano.
- Guantes.

Figura 23

Muestras para el ensayo



Nota. La figura representa la muestra para el ensayo a realizar.

Figura 24

Muestras en el horno



Nota. La figura representa las muestras en el horno del laboratorio.

b. Análisis granulométrico (ASTM C-136)

Luego de completar las tres excavaciones, se extrajeron muestras del fondo de cada una de ellas, y se transportaron al laboratorio. Posteriormente, se empezó a descomponer el material y las muestras se secaron en el horno (referido a la figura 25).

Figura 25

Muestras sacadas del horno



Nota. La figura representa la muestra seca sacada del horno.

Luego, una vez que las muestras estuvieron secas, se pesaron y se seleccionaron 500 g de muestra representativa para poder realizar el presente ensayo e iniciar con el tamizado (referido a la figura 26)

Figura 26*Tamices*

Nota. La figura representa los tamices que se utilizarán para el ensayo.

Asimismo, se tamizó a través de mallas 3,2,1 $\frac{1}{2}$, $\frac{3}{4}$, $\frac{1}{2}$, $\frac{3}{8}$, 4, 8, 10,16, 20,30, 40,50, 60, 80, 100 y 200, en ese orden (referido a la figura 27). En cada malla, se pesó el material retenido.

Figura 27*Realizado del tamizado*

Nota. La figura representa el momento del tamizado de las muestras.

Posteriormente, se dividió el peso retenido por el peso total de la muestra y se multiplicó por 100 para obtener el porcentaje de material retenido en cada tamiz, lo que

permitió calcular tanto el porcentaje acumulado como el que pasó a través de cada tamiz. Finalmente, utilizando los datos de los diámetros de cada tamiz y el porcentaje de suelo que pasó por cada uno, se estableció la distribución granulométrica.

c. Límite líquido y plástico (ASTM D-4318)

Límite líquido:

En primer lugar, se procedió a desmenuzar y secar en el horno las muestras recolectadas de las respectivas calicatas. Una vez que la muestra de suelo estaba completamente seca, se pasó a través de la malla 40. Luego, se añadió una poca cantidad de agua a alrededor de 100 gramos del material que había pasado previamente por el tamiz mencionado. Esta mezcla se colocó en una cápsula de porcelana y se homogeneizó hasta obtener una pasta suave y uniforme (referido a la figura 28).

Figura 28

Ejecución del ensayo de límite líquido



Nota. La figura representa el ensayo de límite líquido.

Se tomó una porción de esta mezcla y se depositó en una copa Casagrande, nivelándola de manera que tuviera un espesor máximo de 1 cm. Y, empleando una herramienta de ranurado, se dividió el suelo en la copa Casagrande en dos partes iguales. Cabe destacar que, durante todo el proceso, la herramienta de ranurado se mantuvo paralela a la superficie interna de la copa y se desplazó de arriba hacia abajo. (referido a la figura 29).

Figura 29

División de la muestra en la copa casa grande



Nota. La figura representa la división de la muestra realizada para el ensayo de límite líquido.

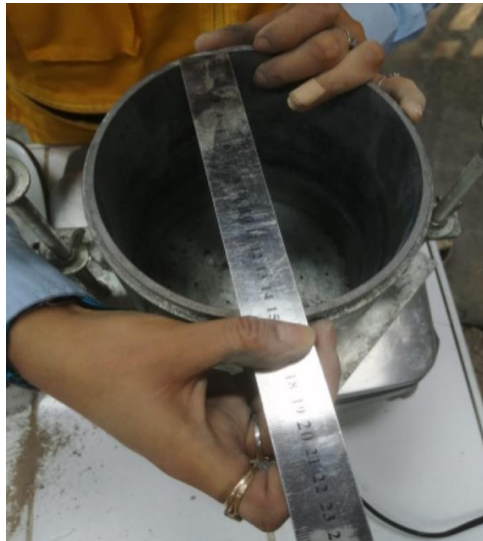
Luego, se activó la copa con un ritmo de dos golpes por segundo, contando el número de golpes necesarios para que la ranura se cerrara exactamente a 1,27 cm (1/2 pulgada). El número de golpes debía encontrarse dentro de un rango de 25 a 35. Se registró la cantidad de golpes necesarios para cerrar la ranura y se tomó una muestra del suelo de la parte donde se cerró. En el presente caso no se contó con límite líquido.

d. Ensayo de peso unitario (ASTM C-29)

En un recipiente se midieron tanto el diámetro como la altura con el fin de calcular su volumen; estas medidas fueron debidamente registradas (referido a la figura 30).

Figura 30

Toma de medidas del volumen del recipiente



Nota. La figura representa la toma de medias del molde en donde se hará el ensayo.

Posteriormente, se pesaron los recipientes utilizando una balanza, registrando los valores correspondientes. Luego se llenó de muestra el recipiente hasta el ras para finalmente pesarlo (referido a la figura 31).

Figura 31

Llenado de la muestra en el recipiente



Nota. La figura representa el llenado del molde con la muestra seca al ras del mismo.

Se anotaron los datos y se pasó a determinar el peso específico en una hoja de Excel dividiendo el peso de la muestra entre el volumen (referido a la figura 32).

Figura 32

Peso de la muestra 2



Nota. La figura representa la muestra pesada en la balanza.

Además, en caso del material de la muestra 3 de lo pasante de la malla la muestra se pesó y se colocó dentro de una fiola de vidrio por medio de un embudo, luego se le colocó agua, se insertó en una olla de agua hirviendo y se dejó por 24 horas para finalmente pesarlo (referido a la figura 33).

Figura 33

Peso de la fiola con muestra



Nota. La figura representa el ensayo de peso específico con la fiola.

Se registra el peso obtenido de la fiola con agua y se realizan los cálculos correspondientes (referido a la figura 34).

Figura 34

Peso de la fiola con agua



Nota. La figura representa el ensayo de peso específico.

e. Densidad In situ, máxima y mínima (ASTM D-1556)

Determinación in situ

Se obtuvo una muestra representativa del suelo granular a analizar y se procedió a su pesaje inicial. Luego, se pesó el cono de arena y se colocó sobre una superficie plana y nivelada. Con precaución, se retiró la base del cono para permitir que la arena fluyera libremente y llenara el espacio dejado por el cono.

Se midió el volumen de arena suelta y se determinó la masa total de la arena sumando el peso del cono. Con estos datos, se calculó la densidad, utilizando como referencia la densidad de la arena suelta y seca en condiciones estándar.

Finalmente, se registraron todos los datos necesarios para realizar los cálculos pertinentes.

Determinación de la densidad mínima

Se comenzó preparando una cantidad adecuada de masa representativa de suelo, entre 5 y 6 kg, destinada a la fabricación de tres especímenes. Se procedió a pesar el molde seleccionado, se verificó su capacidad volumétrica y se colocó sobre una superficie

plana para llenarlo con el suelo seco y homogeneizado. Durante este proceso, se tuvo especial cuidado en evitar golpear o vibrar el molde. Una vez lleno el molde, se compactó el material y se registró su peso final.

Determinación de la densidad máxima

El proceso inició con la preparación de la muestra, en la que se tomó cerca de 6 kg de material representativo y se secó en un horno. Posteriormente, el material se dividió en dos partes iguales mediante el cuarteo.

Luego de determinar la muestra representativa que vamos a utilizar en el ensayo, se preparó el molde ajustando su base y verificando su volumen, ello se anotó en la hoja de cálculo y posteriormente se colocó el collarín superior. El molde se colocó sobre una superficie nivelada y firme.

Al finalizar la compactación, se retiró el collarín, se igualó el material sobrante y se pesó el molde con el suelo compactado. Este proceso se repitió con la otra mitad de la muestra de suelo.

Finalmente, la densidad máxima se calculó como el promedio de los resultados obtenidos de ambos ensayos. En resumen, el procedimiento consistió en secar, dividir, compactar y medir el suelo para determinar la densidad máxima promedio necesaria para el análisis.

f. Ensayo de corte directo (ASTM D-3080)

Para el ensayo de corte directo, lo primero que se realizó fue disgregar el material por la malla 100 con el objeto de tener un suelo homogéneo. Posteriormente, se determinó la cantidad en peso que se utilizara para preparar cada muestra, y se registraron las dimensiones y peso de la caja de corte.

Luego, la primera porción se introdujo en la caja de corte y con una espátula se distribuyó uniformemente.

Después, con el pisón se compactó la primera capa, colocándolo reiteradamente en los bordes y luego en el medio, haciendo los movimientos en sentido de las manecillas del reloj cuidadosamente para que el material no vuele. Se repitió el apisonado del material hasta que este quedó compactado y distribuido uniformemente. Verificado ello, se procedió a escarificar la parte superior haciendo 7 líneas verticales y horizontales, separadas aproximadamente 8 mm.

Terminado esto, se vació la siguiente porción de material y se realizó el mismo procedimiento anteriormente descrito, hasta culminar con las 4 capas; y se pesó la muestra compactada más la caja.

Después, se ajustó la muestra a la máquina de corte, se verificó que el contrapeso este bien colocado, se colocó la carga a la muestra, así como se ajustó el deformímetro para medir el desplazamiento cortante.

Luego, se comenzó a aplicar la carga horizontal midiendo y anotando las deformaciones, así como los cambios de volumen.

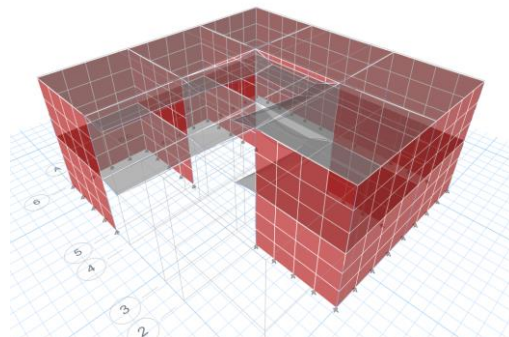
3.2.5. Diseño de cimentación

Para diseñar la cimentación, se inició modelando el sistema en el programa ETABS (referido a la figura 35), con el fin de obtener las fuerzas que se aplican a la zapata. Se tuvo en cuenta las cargas muertas, vivas y de sismo. En el caso del espectro de respuesta se tuvieron las siguientes consideraciones:

- Factor de Zona Sísmica: $Z=0,45$ (zona 4).
- Factor de Uso: $U=1,0$ (categoría C).
- Factor de Suelo: $S=1,05$ (S. Intermedio T_p , $S=0,6$).
- Factor de Amplificación Sísmica: $C=2,5$.
- Coeficiente de Reducción: $R_x=8$ (Sistema Aporticado).
- Coeficiente de Reducción: $R_y=3$ (Albañilería Confinada).

Figura 35

Modelado en ETABS



Nota. En la figura representa el modelado del ETABS de la vivienda 1 para efectos de determinar las áreas influyentes en el diseño de zapatas y cimientos.

En el diseño, se tuvo en cuenta, no exceder la capacidad portante del suelo para mitigar posibles asentamientos diferenciales. Para la cimentación evaluada, se utilizaron capacidades portantes de 2,53 kg/cm² para la muestra 1, 2,60 kg/cm² para la muestra 2 y 1,14 kg/cm² para la muestra 3, todas medidas a una profundidad de 1.50 metros. Se aplicaron diversos cálculos y métodos de verificación previamente descritos con el fin de cumplir este objetivo.

3.3. Materiales y/o instrumentos

3.3.1. Reconocimiento del terreno

Para la recolección de información se realizaron 3 calicatas por hectárea tal como lo indica la Norma E.050 para seguidamente realizar los ensayos:

La recopilación de datos se realizó utilizando las siguientes herramientas y equipos de protección personal:

- Wincha.
- Guantes de protección.
- Chaleco de seguridad.
- Zapatos de seguridad.
- Herramientas manuales: pala, pico, carretilla.

3.3.2. Protocolos de los reglamentos de nuestro país

El diseño de cimentación en el que nos basamos fue de acuerdo al predimensionamiento de zapatas de acuerdo a la NTP E.060 Concreto Armado, además se utilizó la NORMA E 0.50 Suelos y Cimentaciones para los ensayos del laboratorio: (referido a la tabla 15).

Tabla 15

Normas de referencia para ensayos en laboratorio

Ensayo	Uso	Normas de referencia ASTM
Contenido de Humedad	Clasificación	D-2216
Análisis Granulométrico por tamizado	Clasificación	C-136
Límite Líquido	Clasificación	D-4318
Límite Plástico	Clasificación	D-4318

(continúa)

Tabla 15 (continuación)

Ensayo	Uso	Normas de referencia ASTM
Índice Plástico	Clasificación	D-4318
Peso específico	Clasificación	C-29
Densidad in situ	Clasificación	D-1556
Densidad Máxima	Clasificación	D-4253
Densidad Mínima	Clasificación	D-4254
Ensayo de corte directo	Especial	D-3080

Nota. La tabla muestra el resumen de los ensayos de laboratorio realizados según la norma American Society for Testing and Materials (ASTM).

En laboratorio

Los materiales y equipos empleados en el laboratorio de mecánica de suelos incluyen:

- Ensayo de granulometría: Set de tamices.
- Límites de Atterberg: Malla 40, latas de secado, copa casa grande, placa de vidrio, molde para contracción y bowl de porcelana, espátula y ranurador.
- Ensayo de humedad: horno, balanza, tara.
- Ensayo peso unitario: molde, balanza, tara.
- Ensayo de corte: máquina de corte directo, caja de corte, balanza, tara, cronómetro.

En gabinete

Se utilizaron los siguientes programas y referencias:

- AutoCAD 2018, herramienta para diseño de planos.
- Excel 2016, hoja de cálculo de la capacidad de carga mediante Método de Terzaghi y el programa de ETABS para el modelamiento de las viviendas.
- Se empleó el uso del libro de Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das-Séptima edición.

3.4. Población y/o muestra de estudio

3.4.1. Población

La población abarca a las viviendas unifamiliares de autoconstrucción ubicadas en la ciudad de Tacna, distrito de Pocollay, provincia de Tacna.

3.4.2. Muestra

Según la norma E.050 Suelos y Cimentaciones, Artículo 15 (acápite b), los números de puntos de exploración para la obtención de muestras detallado en la tabla 16, son uno por cada 225 m² de área techada del primer piso.

Tabla 16

Número de puntos de exploración

Tipo de edificación u obra	Número de puntos de exploración (n)
I	uno por cada 225 m ² de área techada del primer piso
II	uno por cada 450 m ² de área techada del primer piso
III	uno por cada 900 m ² de área techada del primer piso*
IV	uno por cada 100 m de instalaciones sanitarias de agua y alcantarillado en obras urbanas
Habilitación urbana para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada hectárea de terreno por habilitar

Nota. La tabla muestra el número de puntos de exploración para la recopilación de muestras, según el tipo de construcción a edificar. Adaptado de (Plataforma del Estado Peruano, 2020)

Para los fines académicos y en función del objetivo de la investigación, se seleccionaron tres viviendas unifamiliares representativas del distrito de Pocollay, basándose en tres criterios clave: primero, se identificaron tres zonas distintas de acuerdo con el Mapa de Peligros de Tacna; segundo, se realizó un mapeo exhaustivo y un recorrido por el distrito para identificar viviendas en proceso de autoconstrucción; y tercero, se consideró que tanto los propietarios de los terrenos como el personal de obra estuvieran dispuestos a proporcionar los planos de las viviendas seleccionadas. Con base en estos criterios, se eligieron las viviendas objeto de estudio.

- **Ubicación del terreno 1:** La vivienda unifamiliar se encuentra ubicado en Villa Universitaria calle Hoyos Rubio, distrito de Pocollay, provincia de Tacna, departamento de Tacna y tiene un área de 112 m² y un área techada de 84,28 m².
- **Ubicación del terreno 2:** La vivienda unifamiliar se encuentra ubicado en C. Vial Charango más arriba del parque Perú, distrito de Pocollay, provincia de Tacna, departamento de Tacna y tiene un área de 225 m² y un área techada de 106,55 m².
- **Ubicación del terreno 3:** La vivienda unifamiliar se encuentra ubicado en Calle primero de mayo N°16, frente al parque recreacional 1ero de Mayo, distrito de

Pocollay, provincia de Tacna, departamento de Tacna y tiene un área techada de 88 m².

En el anexo 29 se aprecia la ubicación de las 3 viviendas a analizar.

3.5. Operacionalización de variables

En la tabla 17 se detalla las variables de la presente tesis, su definición, dimensiones e indicadores de las 2 variables identificadas.

Tabla 17

Variables de operacionalización

Variable	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores
Independiente: Estudios de mecánica de suelos	Informe elaborado por un experto que asiste en la planificación y ejecución de un proyecto; evalúa la resistencia del suelo, su capacidad de carga, la composición estratigráfica (las capas de suelo en profundidad) y sugiere el tipo de cimentación más apropiado para llevar a cabo la construcción.	Ensayos estándar	Humedad
			Límites de Atterberg
			Granulometría
			Peso específico
			Densidad In situ.
		Método de teoría de capacidad de carga (Terzaghi)	Máximas y mínimas
			Corte directo
			Tipo de suelo
			Angulo de fricción
			Cohesión
Dependiente: Presupuesto de cimentaciones de una vivienda unifamiliar de autoconstrucción	Plan que detalla las operaciones y recursos, elaborado con el propósito de alcanzar los objetivos establecidos durante un periodo específico, y se presenta en términos monetarios, necesarios para la construcción de una vivienda.	Vivienda unifamiliar	Zonificación
			Número de pisos de vivienda
		Autoconstrucción	Dimensiones de cimentación
			Cantidad y calidad de materiales
		Presupuesto con y sin estudio de mecánica de suelos	Estimación de carga y diseño de cimentaciones
			Precio de materiales
			Cantidad de materiales

Nota. La tabla representa las variables, definición, dimensiones e indicadores.

3.6. Técnicas de procesamiento y análisis estadístico

Primero se usó el programa de AutoCAD para plasmar los planos de las viviendas a analizar, luego para identificar las cargas a utilizar en los diseños de la cimentación se usó ETABS y finalmente se realizarán plantillas en el programa Excel para llevar a cabo cálculos precisos para el diseño de la cimentación, para los metrados, APU's y también los presupuestos de las viviendas unifamiliares.

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

4.1. Resultados de los ensayos de mecánica de suelos realizados conforme a los requisitos de la norma E0.50

Estos ensayos fueron destinados a determinar las características del suelo y proporcionar la información necesaria para el diseño.

4.1.1. Contenido de humedad

Las tablas 18,19 y 20 se detallan los resultados del ensayo del contenido de humedad.

En la muestra 1

Tabla 18

Resultados del contenido de humedad de la muestra 1

Calicata 1			
Recipiente N°		1	2
Peso del recipiente	g	248,2	266,8
Peso del recipiente + la muestra húmeda	g	963,7	879,1
Peso del recipiente + la muestra seca	g	945,8	863,9
Peso del Agua	g	17,9	15,2
Peso de la muestra seca neta	g	697,6	597,1
Porcentaje de humedad	%	2,57	2,55
Promedio	%	2,56	

Nota. La tabla representa los resultados del contenido de humedad de la muestra 1.

En la muestra 2

Tabla 19

Resultados del contenido de humedad de la muestra 2

Calicata 2			
Recipiente N°		1	2
Peso del recipiente	g	245,0	246,3
Peso del recipiente + la muestra húmeda	g	899,1	918,3
Peso del recipiente + la muestra seca	g	882,1	918,3
Peso del Agua	g	17,0	17,9
Peso de la muestra seca neta	g	637,1	654,1
Porcentaje de humedad	%	2,67	2,74
Promedio	%	2,70	

Nota. La tabla representa los resultados del contenido de humedad de la muestra

En la muestra 3**Tabla 20***Resultados del contenido de humedad de la muestra 3*

Calicata 3			
Recipiente N°		1	2
Peso del recipiente	g	242,2	293,2
Peso del recipiente + la muestra húmeda	g	1 093,2	1 172,9
Peso del recipiente + la muestra seca	g	1 051,9	1 128,8
Peso del Agua	g	41,3	44,1
Peso de la muestra seca neta	g	809,7	835,6
Porcentaje de humedad	%	5,10	5,28
Promedio	%	5,20	

Nota. La tabla representa los resultados del contenido de humedad de la muestra 3.

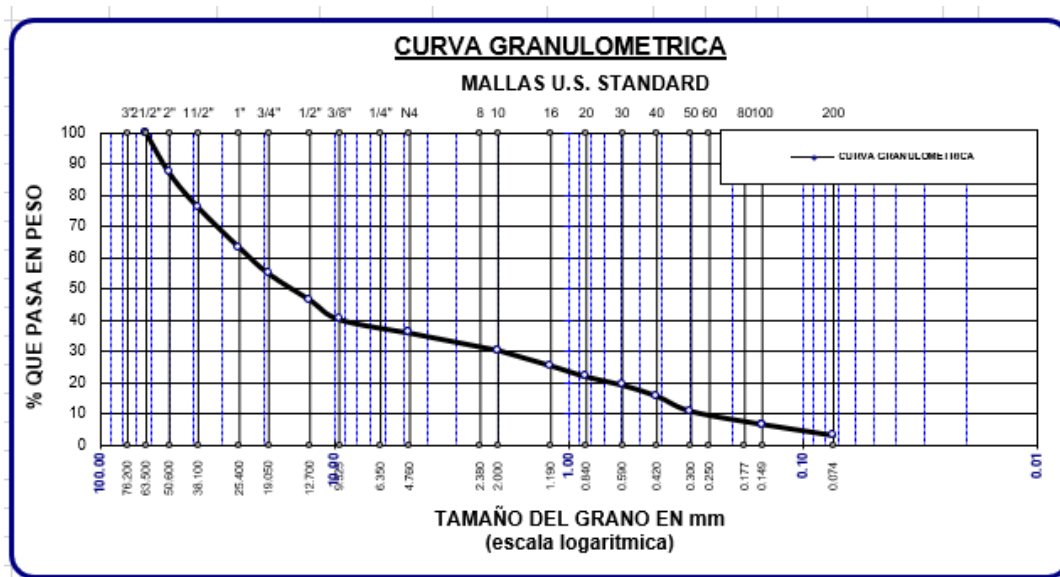
4.1.2. GranulometríaEn la muestra 1**Tabla 21***Resultados de granulometría de la muestra 1*

tamices ASTM	apertura mm	peso retenido	% retenido parcial	% retenido acumulado	% que pasa	Descripción de la muestra muestra 1		
3"	76,200					Límites de Consistencia: LL = N.P. LP = N.P. IP = N.P.		
2 1/2"	63,500	0,0	0,00	0,00	100,00			
2"	50,600	958,1	12,83	12,83	87,17			
1 1/2"	38,100	825,6	11,06	23,89	76,11			
1"	25,400	964,2	12,91	36,80	63,20			
3/4"	19,050	623,9	8,36	45,16	54,84	D60	22,97	CU 82,8
1/2"	12,700	633,1	8,48	53,64	46,36	D30	1,88	CC 0,6
3/8"	9,525	464,8	6,22	59,86	40,14	D10	0,28	
1/4"	6,350					% Pas. Malla 4		35,7
No4	4,760	326,9	4,38	64,24	35,76	% Pas malla 200		2,88
No8	2,380					Clasificación S.U.C.S.		
No10	2,000	412,5	5,52	69,76	30,24	GP		
No16	1,190	372,1	4,98	74,75	25,25	Clasificación AASHTO		
No20	0,840	263,8	3,53	78,28	21,72	A-1-a (0)		
No30	0,590	199,4	2,67	80,95	19,05	Peso de la Muestra:		
No40	0,420	263,4	3,53	84,48	15,52	7466,70	g	
No 50	0,300	365,4	4,89	89,37	10,63	Observaciones:		
No60	0,250					La muestra consiste de		
No80						gravas pobremente gradadas		
No100	0,149	313,5	4,20	93,57	6,43			
No200	0,074	264,8	3,55	97,12	2,88			
Base		215,2	2,88	100,00	0,00	0,00		
total		7466,70	100,00					
% perdida								

Nota. La tabla representa los resultados del ensayo de granulometría de la muestra 1.

Figura 36

Curva Granulométrica de la muestra 1



Nota. La figura representa los resultados del ensayo de granulometría de la muestra 1.

En la muestra 2

Tabla 22

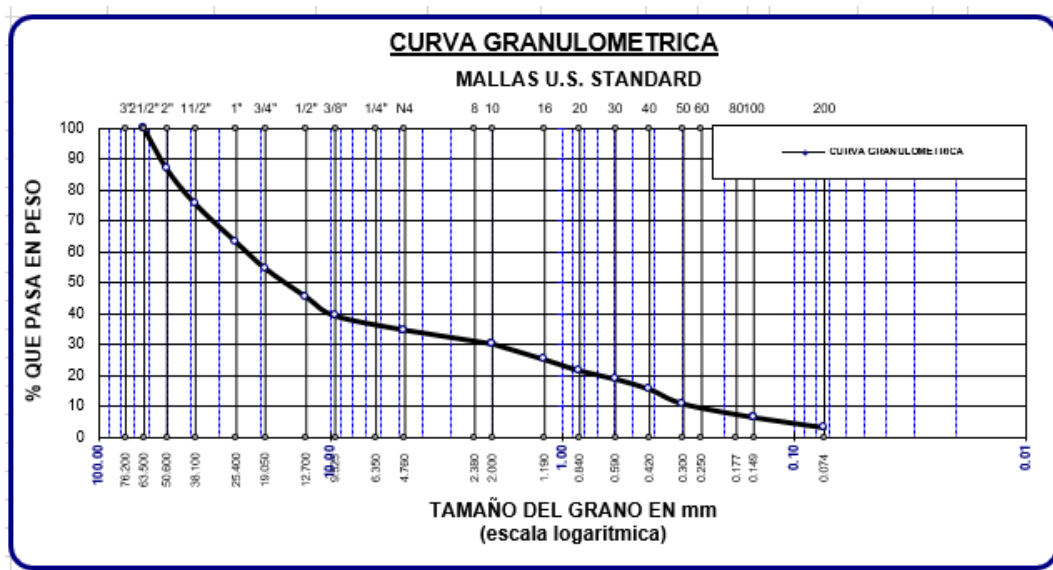
Resultados de granulometría de la muestra 2

tamices ASTM	apertura mm	peso retenido	%retenido parcial	%retenido acumulado	% que pasa	Descripción de la muestra muestra 2
3"	76.200	0	0,00	0,00	100,00	Límites de Consistencia: LL = N.P. LP = N.P. IP = N.P.
2 1/2"	63.500	0	0,00	0,00	100,00	
2"	50.600	987,5	13,23	13,23	86,77	
1 1/2"	38.100	846,5	11,34	24,57	75,43	
1"	25.400	925,1	12,39	36,97	63,03	D60 23,13 CU 82,1 D30 1,99 CC 0,6 D10 0,28
3/4"	19.050	633,8	8,49	45,46	54,54	
1/2"	12.700	689,7	9,24	54,70	45,30	
3/8"	9.525	458,4	6,14	60,84	39,16	% Pas. Malla 4 34,53 % Pas malla 200 2,84
1/4"	6.350	345,8	4,63	65,47	34,53	
No4	4.760	345,8	4,63	65,47	34,53	Clasificación S.U.C.S. GP
No8	2.380	332,4	4,45	69,92	30,08	
No10	2.000	332,4	4,45	69,92	30,08	Clasificación AASHTO A-1-a (0)
No16	1.190	382,5	5,12	75,05	24,95	
No20	0.840	271,2	3,63	78,68	21,32	Peso de la Muestra: 7464.00 g
No30	0.590	200,5	2,69	81,37	18,63	
No40	0.420	246,3	3,30	84,67	15,33	Observaciones: La muestra consiste de gravas pobremente gradadas.
No50	0.300	358,4	4,80	89,47	10,53	
No60	0.250	358,4	4,80	89,47	10,53	
No80	0.149	328,4	4,40	93,87	6,13	
No100	0.149	328,4	4,40	93,87	6,13	
No200	0.074	245,8	3,29	97,16	2,84	
Base		211,7	2,84	100,00	0,00	
total		7464,00	100,00			
% perdida						

Nota. La tabla representa los resultados del ensayo de granulometría de la muestra 2.

Figura 37

Curva Granulométrica de la muestra 2



Nota. La figura representa los resultados del ensayo de granulometría de la muestra 2.

En la muestra 3

Tabla 23

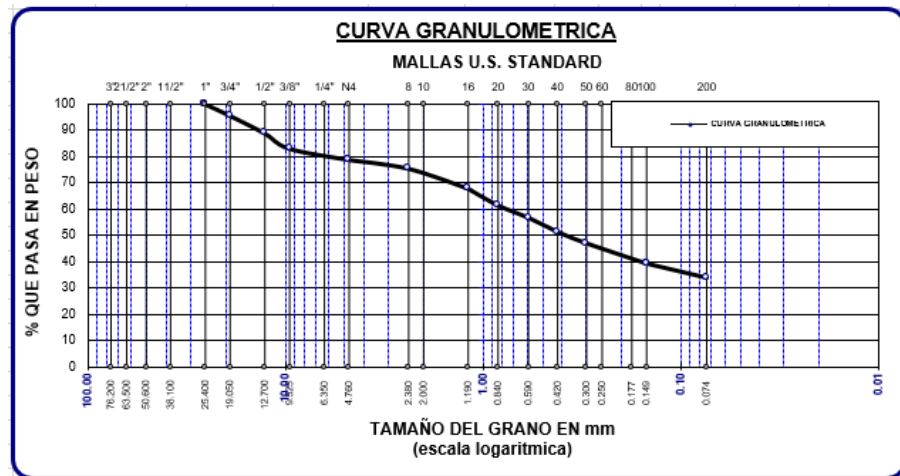
Resultados de granulometría de la muestra 3

Tamices ASTM	apertura mm	peso retenido	%retenido parcial	%retenido acumulado	% que pasa	Descripción de la muestra Muestra 3
3"	76.200					Límites de Consistencia: LL = N.P. LP = N.P. IP = N.P.
2 1/2"	63.500					
2"	50.600					
1 1/2"	38.100					
1"	25.400	0,0	0,00	0,00	100,00	
3/4"	19.050	25,7	4,40	4,40	95,60	
1/2"	12.700	39,4	6,75	11,15	88,85	
3/8"	9.525	34,3	5,88	17,03	82,97	
1/4"	6.350					
No4	4.760	25,1	4,30	21,33	78,67	
No8	2.380	19,5	3,34	24,67	75,33	
No10	2.000					SM Clasificación AASHTO A-2-4 (0) Peso de la Muestra: 583.70 g Observaciones: La muestra consiste de Arenas limosas con finos no plásticos. ceniza volcánica.
No16	1.190	44,3	7,59	32,26	67,74	
No20	0.840	37,4	6,41	38,67	61,33	
No30	0.590	27,3	4,68	43,34	56,66	
No40	0.420	31,6	5,41	48,76	51,24	
No 50	0.300	25,5	4,37	53,13	46,87	
No60	0.250					
No80						
No100	0.149	45,3	7,76	60,89	39,11	
No200	0.074	31,6	5,41	66,30	33,70	
Base total		196,70	33,70	100,00	100,00	0.00
% perdida		583,70	100,00			

Nota. La tabla representa los resultados del ensayo de granulometría de la muestra 3.

Figura 38

Curva Granulométrica de la muestra 3



Nota. La figura representa los resultados del ensayo de granulometría de la muestra 3.

Resultados: En las tablas 21, 22, 23 y las figuras 36,37,38 se detallan los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a las 3 muestras, en los cuales la muestra 1 y 2 de la vivienda 1 y 2, se obtuvo un suelo GP, y en la muestra 3 de la vivienda 3 se obtuvo un suelo SM; según clasificación SUCS.

4.1.3. Límites de Atterberg

Muestra 1: Como se observa en la figura 39 al segundo golpe la muestra se llegó a juntar, el material es arena por lo que no contempla el límite plástico y líquido.

Figura 39

Ensayo de límite plástico de la muestra 1



Nota. La figura representa el ensayo de límite líquido de la muestra 1.

Muestra 2: De igual forma en la segunda prueba (referente a la figura 40), al segundo golpe la muestra se llegó a juntar, el material es arena por lo que no contempla el límite plástico y líquido.

Figura 40

*Ensayo de límite plástico
de la muestra 2*



Nota. La figura representa el ensayo de límite líquido de la muestra 1.

Muestra 3: Cuando se realizó la tercera prueba, al primer golpe la muestra se llegó a juntar, el material es arena por lo que no contempla el límite plástico y líquido (referido a la figura 41).

Figura 41

*Ensayo de límite plástico
de la muestra 3*



Nota. La figura representa el ensayo de límite líquido.

4.1.4. Peso específico

A continuación, en las Tablas 24, 25 y 26 se detallan los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a las 3 muestras los cuales fueron 1,94, 1,93 y 1,78 g/cm³ respectivamente.

En la muestra 1

Tabla 24

Resultados de peso específico de la muestra 1

Muestra 1	1	2	3	Unidad
Peso frasco	8764,00	8764,00	8764,00	g
Peso frasco + muestra	14740,00	14804,00	14724,00	g
Peso muestra	5976,00	6040,00	5960,00	g
d=	15,00	15,00	15,00	g
h=	17,50	17,50	17,50	g
Volumen del suelo	3092,51	3092,51	3092,51	cm ³
Peso específico	1,93	1,95	1,93	g/cm ³
Promedio		1,94		g/cm³

Nota. La tabla representa los resultados del ensayo de peso específico de la muestra 1.

En la muestra 2

Tabla 25

Resultados de peso específico de la muestra 2

Muestra 2	1	2	3	Unidad
Peso frasco	8764,00	8764,00	8764,00	g
Peso frasco + muestra	14694,00	14773,00	14729,00	g
Peso muestra	5930,00	6009,00	5965,00	g
d=	15,00	15,00	15,00	g
h=	17,50	17,50	17,50	g
Volumen del suelo	3092,51	3092,51	3092,51	cm ³
Peso específico	1,92	1,94	1,93	g/cm ³
Promedio		1,93		g/cm³

Nota. La tabla representa los resultados del ensayo de peso específico de la muestra 2.

En la muestra 3

Tabla 26

Resultados de peso específico de la muestra 3

Muestra 3	1	Unidad
Peso específico del agua	1,00	g/cm ³
Peso muestra seca	450,00	g
Peso muestra+ agua+ frasco	867,10	g
Peso agua + frasco	669,80	g
Peso específico	1,78	g/cm³

Nota. La tabla representa los resultados del ensayo de peso específico de la muestra 3.

4.1.5. Densidad máxima y mínima

Resultados: En las Tablas 27, 28 y 29 se detallan los resultados de los ensayos de laboratorio realizados: Para la densidad mínima los resultados para la muestra 1,2 y 3 fueron 1,82, 1,83 y 1,36 respectivamente y para la densidad máxima fueron 2,09, 2,09 y 1,89 gr/cm³.

En la muestra 1

Tabla 27

Resultados de densidad de la muestra 1

Calicata 1	Densidad mínima			Densidad máxima		
	Muestra N°	1	2	3	1	2
Peso del molde + la muestra seca (g)	12,570	12,889	12,945	13,688	13,574	13,842
Peso del molde (g)	6,937	6,937	6,937	6,937	6,937	6,937
Peso de la muestra seca neta (g)	5,633	5,952	6,008	6,751	6,637	6,905
Volumen del molde (cc)	3,230	3,230	3,230	3,230	3,230	3,230
Densidad (g/cc)	1,744	1,843	1,860	2,090	2,055	2,138
Promedio (g/cc)		1,816			2,094	

Nota. La tabla representa los resultados del ensayo de densidad máxima y mínima de la muestra 1.

En la muestra 2

Tabla 28

Resultados de densidad de la muestra 2

Calicata 2	Densidad mínima			Densidad máxima		
	Muestra N°	1	2	3	1	2
peso del molde + la muestra seca (g)	12,876	12,850	12,775	13,690	13,688	13,699
peso del molde (g)	6,937	6,937	6,937	6,937	6,937	6,937

(continúa)

Tabla 28 (Continuación)

Calicata 2	Densidad mínima			Densidad máxima		
peso de la muestra seca neta (g)	5,939	5,913	5,838	6,753	6,751	6,762
volumen del molde (cc)	3,230	3,230	3,230	3,230	3,230	3,230
densidad (g/cc)	1,839	1,831	1,807	2,091	2,090	2,093
promedio (g/cc)	1,826			2,091		

Nota. La tabla representa los resultados del ensayo de densidad máxima y mínima de la muestra 2.

En la muestra 3

Tabla 29

Resultados de densidad de la muestra 3

Calicata 3	Densidad mínima			Densidad máxima		
Muestra N°	1	2	3	1	2	3
peso del molde + la muestra seca (g)	11335	11327	11331	13060	12999	13058
peso del molde (g)	6,937	6,937	6,937	6,937	6,937	6,937
peso de la muestra seca neta (g)	4,398	4,390	4,394	6,123	6,062	6,121
volumen del molde (cc)	3,230	3,230	3,230	3,230	3,230	3,230
densidad (g/cc)	1,362	1,359	1,360	1,896	1,877	1,895
promedio (g/cc)	1,360			1,889		

Nota. La tabla representa los resultados del ensayo de densidad máxima y mínima de la muestra 3.

4.1.6. Densidad seca y densidad relativa

En la tabla 30 se detalla los resultados de la densidad seca y relativa de las 3 muestras.

Tabla 30

Tabla de resultados de densidad de las 3 calicatas de estudio

Progresiva		C-1	C-2	C-3
Profundidad	cm	15.0	15.0	15.0
	Lado	Eje	Eje	Eje
Peso de la muestra Húmeda + Lata	g	5249,00	5120,00	4,263.0
Peso de la lata	g	0,00	0,00	0.0
Peso de la muestra húmeda neta	g	5249,00	5120,00	4,263.0
Peso de la Arena + frasco	g	7681,00	7671,00	7,610.0
Peso de la Arena que queda en frasco	g	2169,00	2268,00	2,038.0
Peso de la Arena en el embudo	g	1850,00	1850,00	1,961.0

(continúa)

Tabla 30 (Continuación)

	Progresiva	C-1	C-2	C-3
Peso de la Arena en el hoyo	g	3662,00	3553,00	3,611.0
Densidad de la Arena	g/cc	1,42	1,42	1.45
Volumen del hoyo	cc	2578,87	2502,11	2,490.3
Humedad	%	2,56	2,70	5.2
Densidad Húmeda	g/cc	2,04	2,05	1.712
Densidad Seca	g/cc	1,98	1,99	1.627
Densidad Máxima	g/cc	2,09	2,09	1,89
Densidad Mínima	g/cc	1,82	1,83	1,36
Densidad Relativa	%	63,98	65,93	58,56

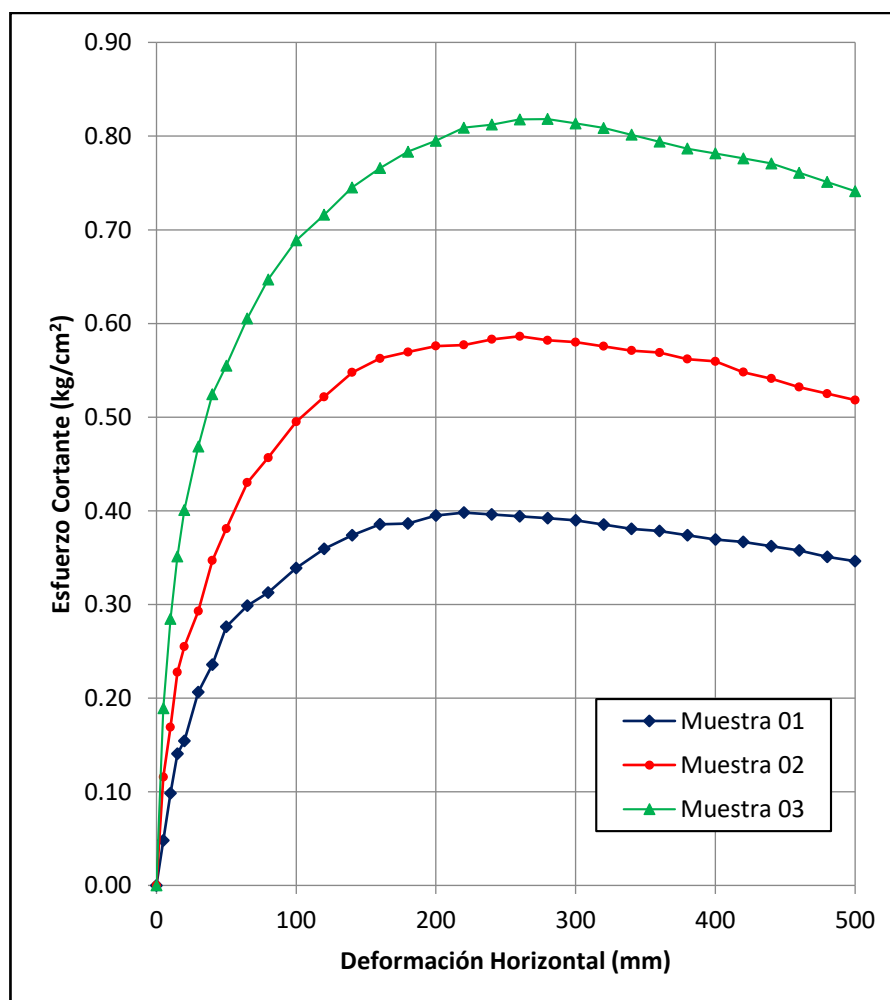
Nota. La tabla representa los resultados del ensayo de densidad relativa de la muestra 1,2 y 3.

4.1.7. Ensayo corte directo

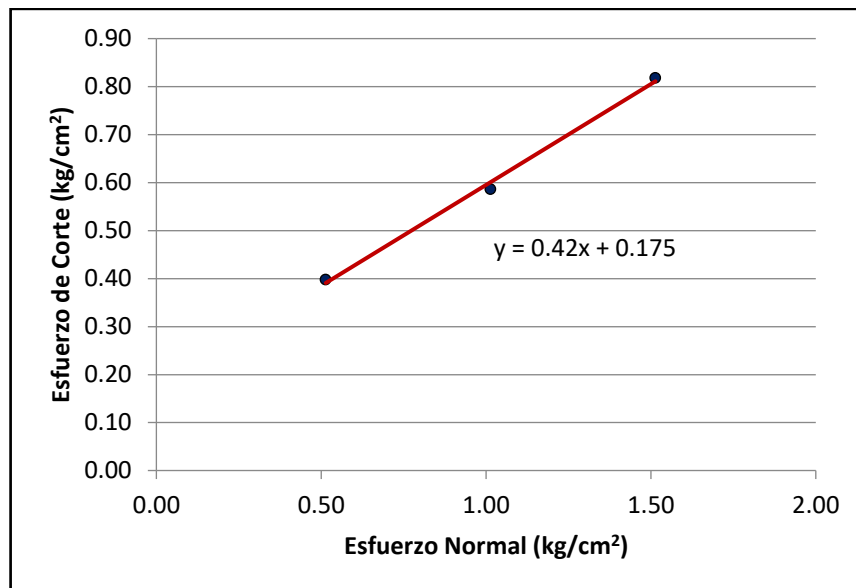
En la figura 42 y 43 se detallan los resultados del ensayo de corte directo.

Figura 42

Resultados del ensayo de corte directo de la muestra 3



Nota. La figura representa los resultados del ensayo de corte directo de la muestra 3.

Figura 43*Esfuerzo normal, resistencia al corte*

Nota. La figura representa los resultados del ensayo de corte directo de la muestra 3.

Resultados:

- Cohesión: Máximo 0,16 y residual 0,118.
- Angulo de fricción: Máximo 22,75 ° y residual 21,51 °.

4.1.8. Angulo de fricción

En las muestras 1 y 2 se determinó el ángulo de fricción aplicando el Método indirecto (Densidad Relativa - Ecuación 12), donde el ángulo de fricción hallado, fue sometido a una fórmula de corrección (Ecuación 13).

En la muestra 1

- Densidad Relativa = 63,98 %
- Aplicando la fórmula:
- Ángulo de Fricción = 39, 60°
- Ángulo de Fricción CORREGIDO = 28, 88°
- Con una Cohesión = 0 kg/cm

En la muestra 2

- Densidad Relativa = 65,93 %
- Aplicando la fórmula:

- Ángulo de Fricción = 39, 89°
- Ángulo de Fricción CORREGIDO = 29, 12°
- Con una Cohesión = 0 kg/cm

En la muestra 3

En el caso de la arena limosa se consideró, según ensayo de laboratorio:

$$C = 0,16 \text{ tn}/m^2 \quad \phi = 22,75^\circ$$

Comentario: Según lo detallado en las bases teóricas, los ángulos de fricción hallados están en los rangos estipulados en estudios previos del marco teórico.

4.1.9. Capacidad portante

Al llevar a cabo los ensayos de laboratorio, se determinaron las características del suelo y los datos necesarios para calcular su capacidad portante. En primer lugar, se calcularon los factores de carga utilizando las ecuaciones 5, 6, 7 y 8 mediante el método de Terzaghi, ajustando el ángulo de fricción debido a la presencia de falla local. Los resultados obtenidos se detallan en la tabla 31.

Tabla 31

Resumen de resultados de las características del suelo

Descripción	Unidad	Calicata 01	Calicata 02	Calicata 03
Profundidad	m	1,5	1,5	1,5
Clasificación SUCS		GP	GP	SM
Peso específico	gr/cm ³	1,94	1,93	1,78
Angulo fricción (ø)	g°	39,60	39,89	22,75
Corrección del Angulo fricción	g°	28,88	29,12	-
Cohesión (c)	Kg/cm	0,00	0,00	0,16
Humedad % (dm)	%	2,56	2,70	5,20
Nc (Factor de Capacidad de Carga)	s/d	33,91	34,58	21,40
Nq (Factor de Capacidad de Carga)	s/d	19,71	20,26	9,98
Ny (Factor de Capacidad de Carga)	s/d	15,96	16,62	5,80

Nota. La tabla representa los resultados de los factores necesarios para determinar la capacidad portante de las calicatas 1, 2 y 3.

Comentario: En la tabla 32 se detallan los resultados de la capacidad admisible del suelo según la teoría de Terzaghi para diferentes tipos de profundidad y ancho.

Tabla 32

Resultados de la capacidad portante de las muestras

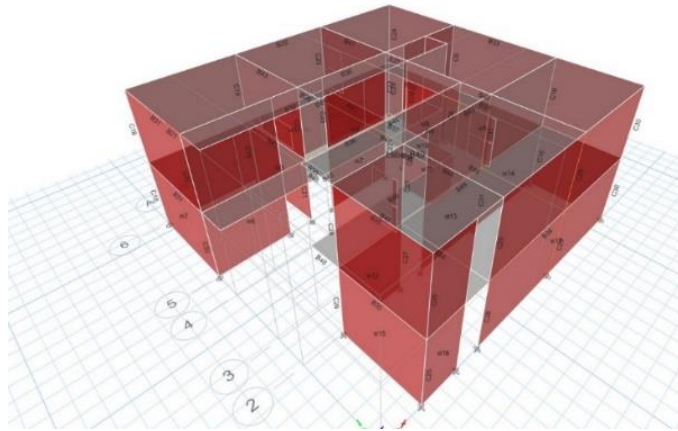
Df(m)	B(m)	Calicata 1		Calicata 2		Calicata 3	
		Qult	Qadm	Qult	Qadm	Qult	Qadm
1,00	1,00	50,62	1,69	51,93	1,73	23,88	0,80
1,00	1,50	56,81	1,89	58,34	1,94	25,85	0,86
1,00	2,00	63,00	2,10	64,76	2,16	27,82	0,93
1,00	2,50	69,20	2,31	71,17	2,37	29,79	0,99
1,00	3,00	75,39	2,51	77,59	2,59	31,77	1,06
1,50	1,00	69,73	2,32	71,48	2,38	32,36	1,08
1,50	1,50	75,92	2,53	77,90	2,60	34,33	1,14

Nota. La tabla representa los resultados de la capacidad portante de las calicatas 1, 2 y 3.

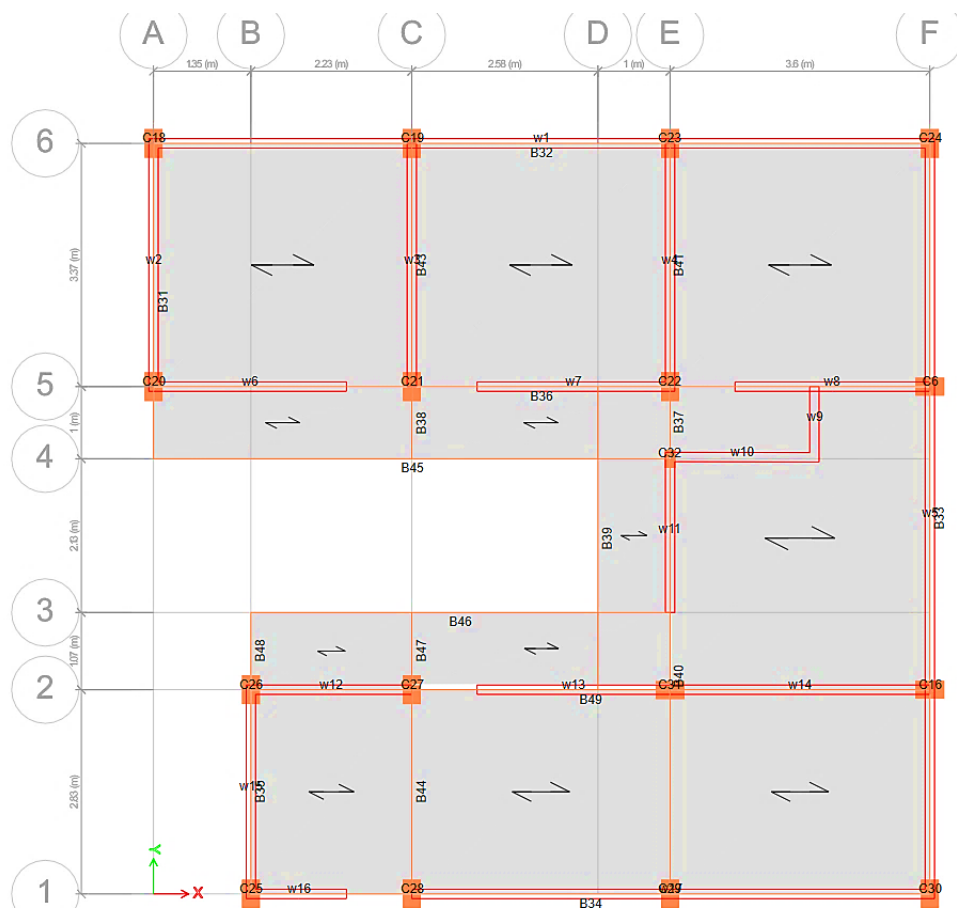
De las tablas se observa que la capacidad portante a una profundidad de 1,5 m para la muestra 1 sería 2,53 kg/cm², muestra 2 sería 2,60 kg/cm² y muestra 3 sería 1,14 kg/cm².

4.2. Resultados de desarrollar el diseño de la cimentación de las viviendas unifamiliares.

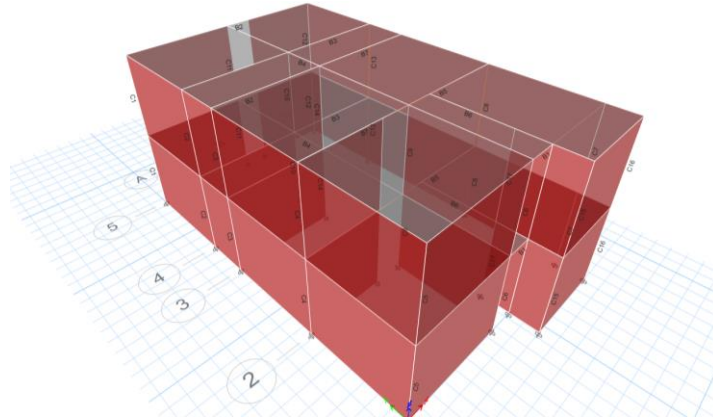
Para el diseño de cimentaciones, primero se realizó un modelado en ETABS (figuras 44,45,46,47,48 y 49) según la norma E.030 y E.020 para poder determinar las cargas en las columnas que posteriormente se utilizarán para el diseño de las zapatas.

Figura 44*Modelo en ETABS - Vivienda 1*

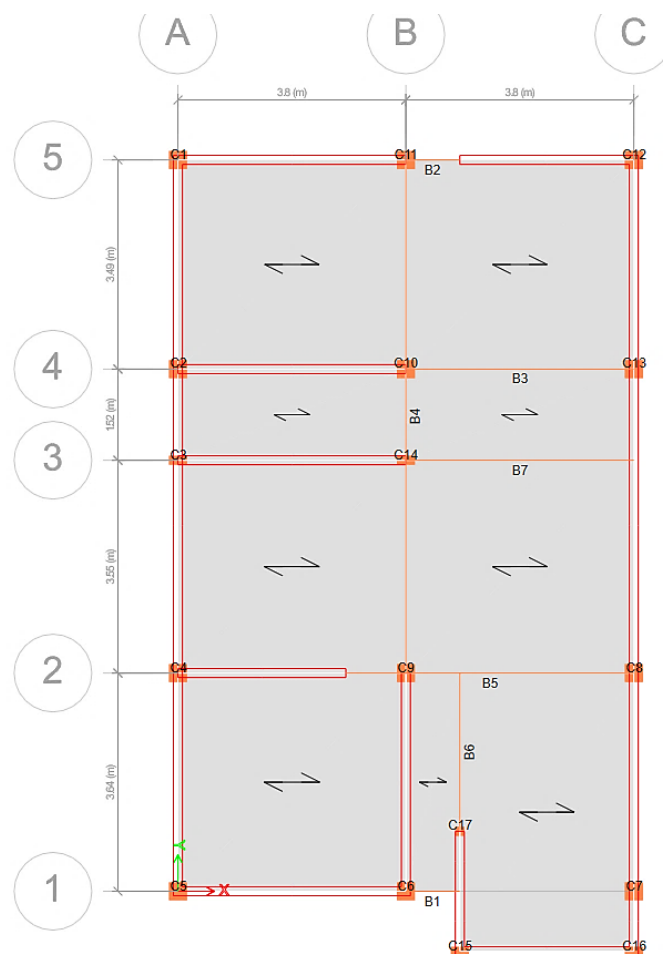
Nota. La figura representa la vista en 3D de la modelación en ETABS de la vivienda 1.

Figura 45*Vista en planta del modelo en ETABS - Vivienda 1*

Nota. La figura representa la vista en planta de la modelación en ETABS de la vivienda 1.

Figura 46*Modelo en ETABS - Vivienda 2*

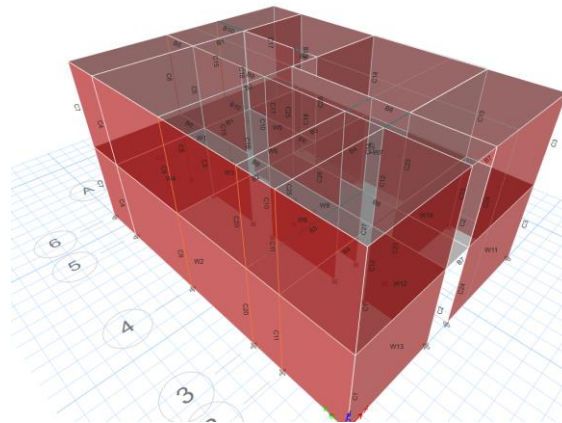
Nota. La figura representa la vista en 3D de la modelación en ETABS de la vivienda 2.

Figura 47*Vista en planta del modelo en ETABS - Vivienda 2*

Nota. La figura representa la vista en planta de la modelación en ETABS de la vivienda 2.

Figura 48

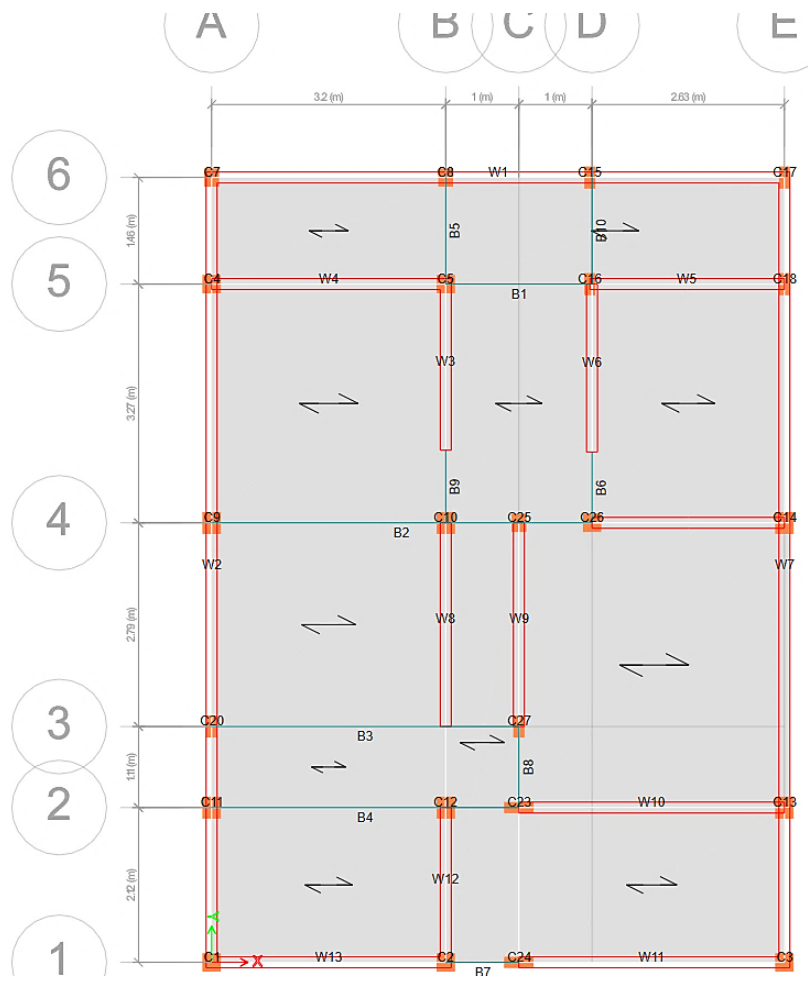
Modelo en ETABS - Vivienda 3



Nota. La figura representa la vista en 3D de la modelación en ETABS de la vivienda 3.

Figura 49

Vista en planta del modelo en ETABS - Vivienda 3

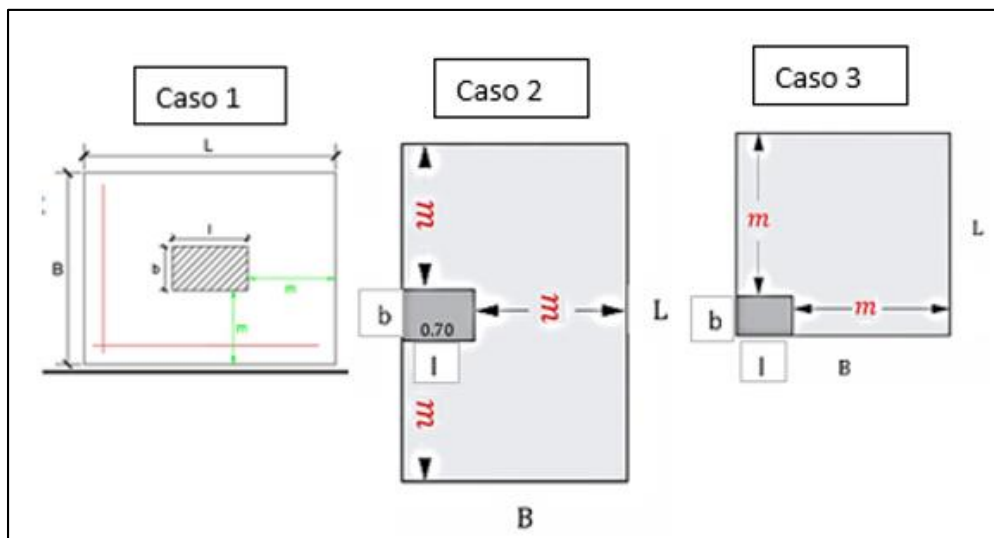


Nota. La figura representa la vista en planta de la modelación en ETABS de la vivienda 3.

Seguidamente en el AutoCAD se identificaron los tipos de zapatas a analizar, detallados en la figura 50.

Figura 50

Representación del tipo de zapata según los casos observados



Nota. La figura representa los 3 casos de zapatas a considerar para el diseño de cimentaciones.

Posteriormente, se realizó el análisis estructural y con los datos obtenidos por cada nudo en la base, se procedió a la determinación del área de la zapata los cuales se detallan en los Anexos 2,3,4, obteniéndose finalmente los siguientes resultados detallados en la tabla 33.

Tabla 33

Resultados del área de las zapatas según los casos observados

	Vivienda 1		Vivienda 2		Vivienda 3	
	B (m)	L (m)	B (m)	L (m)	B (m)	L (m)
Caso 1	1,30	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40
Caso 2	0,95	1,35	1,00	1,70	0,95	1,70
Caso 3	1,00	1,15	1,55	1,55	1,70	1,70

Nota. La tabla representa los resultados de las dimensiones de las zapatas de las 3 viviendas en los 3 casos de zapatas.

Seguidamente, se hizo la verificación de excentricidades; correspondiendo al valor admisible de excentricidad, el cual fue menor a $L/6$ según cada caso descritos en las tablas 34, 35 y 36. Luego, se calcularon los esfuerzos admisibles para cada tipo de

zapata concluyendo que está dentro de lo permisible y corroborar la veracidad de la geometría de la zapata.

Tabla 34

Resultados de los esfuerzos de la muestra 1

	Q (ton/m²)	Verificación	Q amplificado
Caso 1	5,041	OK	7,575
Caso 2	15,069	OK	23,113
Caso 3	21,570	OK	30,090

Nota. La tabla representa los resultados de la verificación de presiones de terreno por sismo en x en los 3 casos de la vivienda 1.

Tabla 35

Resultados de los esfuerzos de la muestra 2

	Q (ton/m²)	Verificación	Q amplificado
Caso 1	11,378	OK	16,632
Caso 2	17,942	OK	27,107
Caso 3	22,025	OK	30,475

Nota. La tabla representa los resultados de la verificación de presiones de terreno por sismo en x en los 3 casos de la vivienda 2.

Tabla 36

Resultados de los esfuerzos en la muestra 3

	Q (ton/m²)	Verificación	Q amplificado
Caso 1	4,984	OK	7,848
Caso 2	14,465	OK	18,081
Caso 3	12,654	OK	16,930

Nota. La tabla representa los resultados de la verificación de presiones de terreno por sismo en x en los 3 casos de la vivienda 3.

Entonces, a fin de tener una perspectiva de lo hallado se realizó un cuadro resumen de las dimensiones y refuerzo de las zapatas con EMS y sin EMS, tal y como se detalla en la Tabla 37 y 38.

Tabla 37

Comparativa de las dimensiones de las zapatas in situ con respecto a las calculadas

Zapata		Dimensiones con EMS			Dimensiones sin EMS		
		B	L	Área	B	L	Área
A-1	Caso 1:	1,30	1,40	1,82	2,10	2,10	4,41
A-2	2:	0,95	1,35	1,28	1,60	1,60	2,56

(continúa)

Tabla 37 (continuación)

Zapata		Dimensiones con EMS			Dimensiones sin EMS		
		B	L	Área	B	L	Área
A-3	3:	1,00	1,15	1,15	1,60	1,60	2,56
B-1	Caso 1:	1,40	1,40	1,96	1,20	1,20	1,44
B-2	2:	1,00	1,70	1,70	1,20	1,20	1,44
B-3	3:	1,55	1,55	2,40	1,20	1,20	1,44
C-1	Caso 1:	1,40	1,40	1,96	1,20	1,20	1,44
C-2	2:	0,95	1,70	1,62	0,90	1,20	1,08
C-3	3:	1,70	1,70	2,89	-	-	-

Nota. La tabla representa la comparativa de los resultados de las dimensiones con EMS y sin EMS en los 3 casos de las viviendas 1, 2 y 3.

Tabla 38

Comparativa del acero de refuerzo de las zapatas in situ con respecto a las calculadas

Zapata		Acero con EMS		Acero sin EMS	
		ϕ	S (cm)	B	L
A-1	Caso 1:	1/2"	12,5	5/8"	20
A-2	2:	1/2"	12,5	5/8"	20
A-3	3:	1/2"	12,5	5/8"	20
B-1	Caso 1:	1/2"	12,5	1/2"	20
B-2	2:	1/2"	12,5	1/2"	20
B-3	3:	5/8"	15	1/2"	15
C-1	Caso 1:	1/2"	12,5	1/2"	20
C-2	2:	1/2"	12,5	1/2"	20
C-3	3:	1/2"	12,5		

Nota. La tabla representa la comparativa de los resultados de los diámetros de varillas a utilizar en las viviendas con EMS y sin EMS en los 3 casos de las viviendas 1,2 y 3.

Finalmente, para el cálculo de los cimientos corridos se halló la base (B) dividiendo las cargas de los muros que se obtuvieron del modelado en ETABS entre la capacidad portante, lo cual nos dio 0,5 metros en las 3 viviendas. Para la altura de los cimientos (h) se halló utilizando la ecuación 23.

$$h = 2(B - 0,14) \quad (23)$$

$$h = 2(0,5 - 0,14) = 0,72 \text{ m} \cong 0,8 \text{ m}$$

Por lo tanto, la altura del cimiento corrido se consideró para las 3 viviendas 0,8 m con el fin de uniformizar.

4.3. Resultados del análisis para formular el costo de la cimentación existente en comparación con la propuesta

En este acápite se tiene como fin contrastar el costo inicial de las cimentaciones frente al costo ajustado según criterios técnicos.

Para poder desarrollar el tercer objetivo se elaboraron metrados y APU's para calcular el presupuesto de una vivienda con y sin estudio de mecánica de suelos, por lo que en los anexos del 14 al 21 se detallaron los metrados de todas las partidas referentes a la cimentación de la vivienda (solado, excavación, relleno, encofrado, concreto y acero), así como los APU's de una vivienda con estudio de suelos. Por otro lado, en los anexos del 22 al 28 se detallaron los mismos tópicos anteriormente expuestos, con la diferencia que estos hacen referencia a una vivienda sin estudio de suelos.

Cabe resaltar que se extrajeron valores referenciales de CAPECO y de la tesis de López (2023) para la elaboración de los APU's, en las siguientes partidas: excavación de zapatas y cimientos, relleno, concreto de cimientos corridos, solados, concreto, acero y encofrado de zapatas. Asimismo, se consideraron estos APU's para hacer la comparativa entre el presupuesto de una vivienda con y sin EMS, ya que, si se trabajaban en base a mano de obra consultada, se tendría una variación en el presupuesto entre ambos casos con un mayor margen de error, pues los maestros trabajan con precios globales y no por partidas, lo cual no nos permitiría dar un análisis objetivo entre ambas situaciones al momento de dar las conclusiones.

Finalmente, en base a las dimensiones in situ y las calculadas, se multiplicaron los metros cúbicos/kilogramos requeridos (para cada caso) por el dato de la partida derivada del APU obtenido. En las tablas 39, 40, 41, 42, 43 y 44 se pueden apreciar las partidas con su presupuesto respectivo y en la tabla 45 se detalla la comparativa de los presupuestos con y sin EMS de las 3 viviendas.

Tabla 39

Presupuesto de una vivienda con EMS - Vivienda 1

Partida	Descripción	Und.	Presupuesto referencial		
			Metrado	P. Unitario	P. Parcial
01	Movimiento de tierras				5 011,22
01.01	Excavación de zapatas	m ³	36,83	42,53	1566,41
01.02	Excavación de cimientos	m ³	26,20	46,50	1218,36

(continúa)

Tabla 39 (continuación)

Partida	Descripción	Und.	Presupuesto referencial		
			Metrado	P. Unitario	P. Parcial
01.03	Relleno	m ³	18,36	121,24	2226,45
02	Obras de concreto simple				5608,35
02.01	Cimiento corrido				
2.01.01	Cimiento corrido mezcla 1:10 + 30% pg	m ³	26,20	178,05	4664,93
02.02	Solados				
2.02.01	Solados concreto f'c=100 kg/cm ² h=2"	m ²	24,56	38,42	943,42
03	Obras de concreto armado				
03.01	Zapatas				8424,52
03.01.01	Zapatas: concreto f'c = 210 kg/cm ²	m ³	14,73	347,75	5123,41
03.01.02	Zapatas: encofrado	m ²	47,64	56,15	2674,93
03.01.03	Zapatas: acero corrugado fy=4200 kg/cm ² grado 60	kg	620,01	4,55	2819,35
	Costo directo				21 082,32

Nota. La tabla representa el presupuesto de la vivienda 1 del metrado realizado con EMS.

Tabla 40

Presupuesto de una vivienda con EMS - Vivienda 2

Partida	Descripción	Und.	Presupuesto referencial		
			Metrado	P. Unitario	P. Parcial
01	Movimiento de tierras				4886,23
01.01	Excavación de zapatas	m ³	35,60	42,53	1513,78
01.02	Excavación de cimientos	m ³	25,28	46,50	1175,58
01.03	Relleno	m ³	18,12	121,24	2196,86
02	Obras de concreto simple				5412,84
02.01	Cimiento corrido				
2.01.01	Cimiento corrido mezcla 1:10 + 30% pg	m ³	25,28	178,05	4501,12
02.02	Solados				
2.02.01	Solados concreto f'c=100 kg/cm ² h=2"	m ²	23,73	38,42	911,72
03	Obras de concreto armado				
03.01	Zapatas				8479,17
03.01.01	Zapatas: concreto f'c = 210 kg/cm ²	m ³	14,24	347,75	4951,28
03.01.02	Zapatas: encofrado	m ²	41,04	56,15	2304,35
03.01.03	Zapatas: acero corrugado fy=4200 kg/cm ² grado 60	kg	628,01	4,55	2855,72
	Costo directo				20410,42

Nota. La tabla representa el presupuesto de la vivienda 2 del metrado con EMS.

Tabla 41*Presupuesto de una vivienda con EMS - Vivienda 3*

Partida	Descripción	Und.	Presupuesto referencial		
			Metrado	P. Unitario	P. Parcial
01	Movimiento de tierras				5599,73
01.01	Excavación de zapatas	m ³	40,33	42,53	1715,05
01.02	Excavación de cimientos	m ³	29,60	46,50	1376,47
01.03	Relleno	m ³	20,69	121,24	2508,21
02	Obras de concreto simple				6303,24
02.01	Cimiento corrido				
2.01.01	Cimiento corrido mezcla 1:10 + 30% pg	m ³	29,60	178,05	5270,30
02.02	Solados				
2.02.01	Solados concreto f'c=100 kg/ cm ² h=2"	m ²	26,89	38,42	1032,94
03	Obras de concreto armado				
03.01	Zapatas				11144,53
03.01.01	Zapatas: concreto f'c = 210 kg/cm ²	m ³	16,13	347,75	5609,57
03.01.02	Zapatas: encofrado	m ²	47,22	56,15	2651,35
03.01.03	Zapatas: acero corrugado fy=4200 kg/cm ² grado 60	kg	634,14	4,55	2883,61
	Costo directo				23047,69

Nota. La tabla representa el presupuesto de la vivienda 3 con el metrado realizado con EMS.

Tabla 42*Presupuesto de una vivienda sin EMS - Vivienda 1*

Partida	Descripción	Und.	Presupuesto referencial		
			Metrado	P. Unitario	P. Parcial
01	Movimiento de tierras				8541,23
01.01	Excavación de zapatas	m ³	69,77	42,53	2966,97
01.02	Excavación de cimientos	m ³	26,20	46,50	1218,36
01.03	Relleno	m ³	35,93	121,24	4355,90
02	Obras de concreto simple				6451,87
02.01	Cimiento corrido				
2.01.01	Cimiento corrido mezcla 1:10 + 30% pg	m ³	26,20	178,05	4664,93
02.02	Solados				
2.02.01	Solados concreto f'c=100 kg/ cm ² h=2"	m ²	46,51	38,42	1786,94
03	Obras de concreto				

(continúa)

Tabla 42 (continuación)

Partida	Descripción	Und.	Presupuesto referencial		
			Metrado	P. Unitario	P. Parcial
03.01	armado Zapatas				15 114,44
03.01.01	Zapatas: concreto f'c = 210 kg/cm ²	m ³	27,91	347.75	9704,33
03.01.02	Zapatas: encofrado	m ²	65,04	56,15	3651,92
03.01.03	Zapatas: acero corrugado fy=4200 kg/cm ² grado 60	kg	1032,69	4,55	4695,90
	Costo directo				33 045,25

Nota. La tabla representa el presupuesto de la vivienda 1, metrado sin EMS.

Tabla 43

Presupuesto de una vivienda sin EMS - Vivienda 2

Partida	Descripción	Und.	Presupuesto referencial		
			Metrado	P. Unitario	P. Parcial
01	Movimiento de tierras				3849,17
01.01	Excavación de zapatas	m ³	25,92	42,53	1102,33
01.02	Excavación de cimientos	m ³	25,28	46,50	1175,58
01.03	Relleno	m ³	12,96	121,24	1571,27
02	Obras de concreto simple				5165,03
02.01	Cimiento corrido				
2.01.01	Cimiento corrido mezcla 1:10 + 30% pg	m ³	25,28	178,05	4501,12
02.02	Solados				
2.02.01	Solados concreto f'c=100 kg/ cm ² h=2"	m ²	17,28	38,42	663,91
03	Obras de concreto armado				
03.01	Zapatas				5520,71
03.01.01	Zapatas: concreto f'c = 210 kg/cm ²	m ³	10,37	347.75	3605,48
03.01.02	Zapatas: encofrado	m ²	34,56	56,15	1940,50
03.01.03	Zapatas: acero corrugado fy=4200 kg/cm ² grado 60	kg	279,55	4,55	1271,20
	Costo directo				15 831,38

Nota. La tabla representa el presupuesto de la vivienda 2 con el metrado realizado sin EMS.

Tabla 44*Presupuesto de una vivienda sin EMS - Vivienda 3*

Partida	Descripción	Und.	Presupuesto referencial		
			Metrado	P. Unitario	P. Parcial
01	Movimiento de tierras				3495,97
01.01	Excavación de zapatas	m ³	20,52	42,53	872,67
01.02	Excavación de cimientos	m ³	29,60	46,50	1376,47
01.03	Relleno	m ³	10,28	121,24	1246,83
02	Obras de concreto simple				5 795,89
02.01	Cimiento corrido				
2.01.01	Cimiento corrido mezcla 1:10 + 30% pg	m ³	29,60	178,05	5 270,30
02.02	Solados				
2.02.01	Solados concreto f'c=100 kg/cm ² h=2"	m ²	13,68	38,42	525,59
03	Obras de concreto armado				
03.01	Zapatas				4 754,04
03.01.01	Zapatas: concreto f'c = 210 kg/cm ²	m ³	8,21	347,75	2 854,34
03.01.02	Zapatas: encofrado	m ²	29,52	56,15	1657,51
03.01.03	Zapatas: acero corrugado fy=4200 kg/cm ² grado 60	kg	219,96	4,55	1000,22
	Costo directo				14 803,94

Nota. La tabla representa el presupuesto de la vivienda 3 con el metrado realizado sin EMS.

Tabla 45

Comparativa del presupuesto resultante de las zapatas in situ con respecto a las calculadas.

	Presupuesto con EMS	Presupuesto sin EMS
Vivienda 1:	S/ 21 082,32	S/ 33 045,25
Vivienda 2:	S/ 20 410,42	S/ 15 831,38
Vivienda 3:	S/ 22 047,49	S/ 14 803,94

Nota. La tabla representa el resumen de los presupuestos de las 3 viviendas con el metrado realizado con EMS y sin EMS.

4.4. Resultados de determinar las implicancias del estudio de mecánica de suelos en el presupuesto de cimentaciones

En relación con el objetivo mencionado, se determinó la capacidad portante a través de ensayos de laboratorio, dado que este factor es crucial para el diseño de cimentaciones.

Posteriormente, se diseñó y comparó la geometría obtenida de las cimentaciones con las construidas para cada tipo de vivienda. En donde, se halló que las dimensiones de la vivienda 1 sin EMS son mayores, mientras que en la vivienda 2 y 3 son menores en comparación. Asimismo, se elaboraron los metrados correspondientes a estas actividades (concreto y acero), a fin de estimar el presupuesto de las partidas a ejecutar, tanto las actividades con EMS y sin EMS; obteniéndose que, en la vivienda 1 el presupuesto sin EMS es mayor, mientras que en la vivienda 2 y 3 son menores.

Considerando dichos resultados, desde el punto de vista geotécnico, se puede concluir que las dimensiones ejecutadas en las viviendas analizadas, no fueron diseñadas de acuerdo a las características del suelo, es decir, fueron diseñadas tomando en cuenta una capacidad portante menor a la real. En consecuencia, desde el punto de vista de diseño, se puede inferir que no hacer el EMS genera una incertidumbre, ya que se puede incurrir tanto en sub dimensionamientos como sobredimensionamientos, siendo un factor directamente proporcional en el presupuesto. Pues en el caso de la vivienda 1 sin EMS, se encontró que las cimentaciones fueron sobredimensionadas, generando un mayor gasto y perjudicando a la economía familiar. Mientras que, en el caso de la vivienda 2 y 3 sin EMS, se tienen menores dimensiones con respecto a las diseñadas, lo cual inicialmente se podría ver como "beneficioso" para la economía familiar; sin embargo, a futuro esto implicaría gastos en reparaciones o reforzamientos, pues al no tener cimentaciones adecuadas para las cargas a soportar, estas podrían ser más susceptibles a sufrir asentamientos diferenciales, o en el peor de los casos, fallar en cualquier momento, y más aún si se tiene en cuenta que esta es una zona altamente sísmica.

En definitiva, el beneficio/precio estimado, bajo razonamientos empíricos, no es la mejor manera de propiciar la seguridad de los habitantes de una vivienda unifamiliar y mucho menos es garantía de ahorro financiero; puesto que, aun contando con fondos mayores, a lo largo del tiempo, se tenderá a hacer más gastos, producto de las reparaciones que requerirá la vivienda, siendo este un factor perjudicial en la canasta familiar.

CAPÍTULO V: DISCUSIÓN

Después de llevar a cabo la evaluación de las calicatas, se puede decir que las muestras extraídas corresponden a arenas finas pobremente graduadas, las cuales contienen poca cantidad de limo sin plasticidad. Cabe mencionar que, el peso específico hallado en la primera y segunda muestra fue prácticamente igual, siendo de 1,94 y 1,93 g/cm³, respectivamente; y ello probablemente a que las muestras extraídas de ambas zonas eran cercanas. En cambio, en la 3era calicata, al estar más alejada (pero manteniéndose dentro del mismo distrito), el peso específico fue de 1,78 g/cm³.

Tomando en cuenta ello, las dimensiones para cada calicata fueron prácticamente iguales en el primer y segundo caso, ya que, en el tercero, por cada muestra se obtuvieron valores completamente diferentes. Aun así, se llegó a la conclusión de que en las viviendas 2 y 3 evaluadas se usaron zapatas de menor dimensión; de tal manera que, por desconocimientos técnicos, la canasta familiar se vería afectada no únicamente a lo largo de la vida útil de la edificación, sino que todo partiría desde el momento de la puesta en marcha, pues se estaría gastando un monto de inversión en zapatas sin la funcionalidad que necesitan. Además, los fenómenos a los que se enfrentaría la vivienda, traerán consigo numerosas reparaciones, que bien se estarían previniendo si se hubiera hecho un estudio de suelos, el cual acreditaría la funcionalidad de dichas dimensiones.

Según Cabrera (2021), los suelos de este sector, tuvieron baja capacidad portante; por lo cual, fue necesario mejorar 0,90 m en el caso de arcilla, a fin de obtener 2,38 kg/cm² ante 1,57 kg/cm², siendo el anterior de 0,29 kg/cm² de suelo natural y; en el caso de la arena, de 60 cm con 30 cm de grava y 30 cm de lastre de relleno para lograr 1,85 kg/cm² frente a 1,57 kg/cm², en comparación de 0,70 kg/cm² de su estado natural. En el caso de del presente estudio, se determinó una baja calidad del suelo y, a comparación de la tesis de Cabrera (2021), donde se tuvo que reforzar el suelo, en el caso del presente estudio se optó por una geometría más grande en los cimientos para que la edificación resista. Sin embargo, como se evidencia en la presente investigación, las viviendas se construyeron con dimensiones menores cuando deberían ser mucho mayores en algunos casos.

Según Bueza (2020), considera necesario un estudio geotécnico para construir eficientemente en distintos tipos de terreno, pues en Nuevo Chimbote, existen viviendas construidas de manera empírica, donde no existe un previo estudio del terreno. Siendo las consecuencias, el mal diseño de cimentación para el tipo de suelo, lo que

perjudicaría no solo a la vivienda en sí, sino a las construcciones aledañas a causa de un posible colapso. De aquí se obtuvo una capacidad portante de $0,913 \text{ kg/cm}^2$ con las dimensiones de zapata centrada de $2,20 \text{ m} \times 2,20 \text{ m} \times 0,60 \text{ m}$, zapata excéntrica $1,20 \text{ m} \times 2,40 \text{ m} \times 0,60 \text{ m}$ y zapata esquinera de $1,20 \text{ m} \times 1,20 \text{ m} \times 0,60 \text{ m}$ a una profundidad de $1,60 \text{ m}$. Por otro lado, en la presente investigación con las capacidades portantes de $2,53 \text{ kg/cm}^2$, $2,60 \text{ kg/cm}^2$ y $1,14 \text{ kg/cm}^2$ se obtuvieron las dimensiones de $1,30 \text{ m} \times 1,40 \text{ m}$, $0,95 \text{ m} \times 1,35 \text{ m}$ y $1,00 \text{ m} \times 1,15 \text{ m}$ para la primera vivienda; $1,40 \text{ m} \times 1,40 \text{ m}$, $1,00 \text{ m} \times 1,70 \text{ m}$ y $1,55 \text{ m} \times 1,55 \text{ m}$ para la segunda vivienda; y $1,40 \text{ m} \times 1,40 \text{ m}$, $0,95 \text{ m} \times 1,70 \text{ m}$ y $1,70 \text{ m} \times 1,70 \text{ m}$ para la tercera vivienda.

Según Atencio y Angulo (2020), se llevaron a cabo análisis detallados de las propiedades físicas y mecánicas del suelo con el objetivo de determinar la capacidad de carga admisible y formular propuestas para el diseño de cimentaciones superficiales. Los hallazgos indicaron que el sector 12 San Antonio está compuesto por un suelo de grava mal gradada (GP), caracterizado por la ausencia de nivel freático, con capacidades portantes medidas en $3,16 \text{ kg/cm}^2$ a una profundidad de $1,00 \text{ m}$, $4,23 \text{ kg/cm}^2$ a $1,50 \text{ m}$ y $5,29 \text{ kg/cm}^2$ a $2,00 \text{ m}$ de profundidad. En contraste, nuestros resultados mostraron capacidades portantes de: $2,53 \text{ kg/cm}^2$ para la muestra 1, $2,60 \text{ kg/cm}^2$ para la muestra 2 y $1,14 \text{ kg/cm}^2$ para la muestra 3, todas a una profundidad de $1,50 \text{ m}$. Además, observamos que las muestras 1 y 2 presentan suelo tipo GP, mientras que la muestra 3 exhibe características de suelo tipo SM.

CONCLUSIONES

Con respecto al objetivo principal, se concluye que el no realizar estudios de mecánica de suelos en un inicio se aprecia en la economía de las familias como un “ahorro”, ya que en la presente tesis se evidencia en su mayoría un menor presupuesto en las viviendas 2 y 3, pero ello se debe a un menor dimensionamiento en los cimientos lo cual conllevaría a que la vivienda ponga en peligro la vida de las personas, haciéndolas vulnerables ante un evento sísmico o generando mayor gasto en un futuro por posibles reforzamientos por el mal cálculo estructural. Por ello es que queda comprobado que el no hacer EMS genera una incertidumbre en el diseño estructural, de aquí radica la importancia de llevar a cabo ensayos de laboratorio, pues tal y como se demostraron en los antecedentes de investigación, obtener los parámetros del suelo, marcan el inicio del análisis sobre el comportamiento del suelo y la cimentación. Lo cual, a la hora de construir, hace una gran diferencia cuando hablamos especialmente de terrenos informales, pues en estos lugares se realizan construcciones sin aplicar conocimientos técnicos. Por lo que, es necesario un estudio de mecánica de suelos para una construcción eficiente, en donde las consecuencias de falta de conocimiento, no conlleven a un futuro colapso de la vivienda o construcciones adyacentes.

Con respecto al primer objetivo, se puede decir que las muestras extraídas corresponden a la clasificación GP y SM según SUCS, por lo que no tienen límites de plasticidad. Cabe mencionar que, el peso específico fue de $1,94 \text{ g/cm}^3$, $1,93 \text{ g/cm}^3$ y $1,78 \text{ g/cm}^3$. Asimismo, las capacidades portantes según los estudios de Terzaghi fueron de $2,53 \text{ kg/cm}^2$, $2,60 \text{ kg/cm}^2$ y $1,14 \text{ kg/cm}^2$ en la muestra 1, 2 y 3, respectivamente. Por otro lado, relacionado a la hipótesis específica 1 planteada, se indicó que: “Al realizar los ensayos de mecánica de suelos, se obtuvo que el suelo tenía menor capacidad portante de la esperada”, y efectivamente, si bien a primera instancia no se especificó la capacidad portante que se tomó para la construcción de las cimentaciones, ello fue debido a que no se tomó ningún dato técnico al momento de realizarlas, puesto que fueron diseñadas bajo conocimiento empíricos. Sin embargo, se puede inferir que, por el tamaño de las zapatas evaluadas, estas fueron diseñadas para una menor capacidad portante, pues las dimensiones que calculamos salieron mayores a las propuestas.

Con respecto al segundo objetivo, se realizó el cálculo de la geometría de las zapatas y cimientos en donde se obtuvieron las dimensiones de $1,30 \text{ m} \times 1,40 \text{ m}$, $0,95 \text{ m} \times 1,35$

m y 1,00 m x 1,15 m para la primera vivienda; 1,40 m x 1,40 m, 1,00 m x 1,70 m y 1,55 m x 1,55 m para la segunda vivienda; y 1,40 m x 1,40 m, 0,95 m x 1,70 m y 1,70 m x 1,70 m para la tercera vivienda. Para el caso de los cimientos se obtuvo un ancho de 0,50 m y una altura de 0,80 m. Además, relacionado a la hipótesis específica 2 planteada, se indicó que: “El diseño de las cimentaciones de las viviendas cumple con los requerimientos de los estudios de mecánica de suelos” y realizando las comparaciones de las dimensiones de las zapatas; se observa que no es así, en su mayoría el diseño de las casas analizadas, fueron con menores dimensiones. Por lo tanto, se evidencia que la falta de un estudio de suelos sí afecta el correcto cálculo de la geometría de los cimientos, generando una incertidumbre producto a las consecuencias de la efectividad de los cálculos.

Con respecto al tercer objetivo, en el caso de la primera vivienda el presupuesto sin EMS fue mayor, en el caso de la vivienda 2 y 3 fue menor; sin embargo, al examinar los valores obtenidos y vincularlos con las evaluaciones geotécnicas, se concluye que las viviendas sin un EMS, serán menos resistentes y duraderas con el tiempo. En consecuencia, las viviendas bajo estos prospectos presentan una mayor susceptibilidad a sufrir asentamientos diferenciales y son más vulnerables a fenómenos sísmicos; implicando que a lo largo de su vida útil se requiera una inversión considerable en reparaciones y mantenimientos. Además, relacionado a la hipótesis específica 3 planteada, se indicó que: “Existe un incremento en el costo de la cimentación propuesta en comparación con el costo de la cimentación de referencia”, no se obtuvo el resultado esperado, pues el costo general sin EMS es menor su mayoría; sin embargo, se debe tener en cuenta que las dimensiones propuestas por el maestro de obra fueron menores a las calculadas, debido a que no están en base a la capacidad portante del terreno, teniendo así una geometría deficiente. En definitiva, si comparamos el presupuesto desde una perspectiva de comercio legal, no realizar dichos estudios de suelos en una vivienda unifamiliar de autoconstrucción, incrementa el presupuesto a raíz del costo/beneficio mencionado anteriormente.

RECOMENDACIONES

Asegurar la integridad de los elementos estructurales es un aspecto que no puede ser sustituido o tomado a la ligera, pues al actuar toda edificación en conjunto, es indispensable diseñarlos acordes al medio de exposición para obtener una edificación eficiente, en donde los residentes puedan sentirse cómodos y seguros sin tener a largo, mediano o incluso a corto plazo, reparaciones que puedan incrementar el costo presupuestal inicial invertido; es por eso que, mantenemos nuestra postura frente a lo imprescindible que es invertir en estudios geotécnicos. En vista de ello, se recomienda a la Universidad Privada de Tacna incentivar a que se continúen con los estudios en función de no solo la presente tesis, sino a las diferentes áreas de estudio relacionadas a este tema, con la finalidad de englobar una investigación más íntegra, la cual propicie a la población información para informar la importancia de invertir en un EMS y que este sea parte esencial antes de construir.

Realizar los ensayos de mecánica de suelos, implica no solo cuidar la muestra a trabajar y/o seguir una secuencia de pasos, sino que es necesario tener en cuenta la norma E.050 para tal efecto, pues son métodos imprescindibles para recopilar información necesaria de la zona donde se trabajará. Debido a ello, se recomienda a los profesionales y estudiantes considerar ejecutarlos antes de cualquier tipo de actividad en el proyecto, ya que es usual que cada zona posea diferentes particularidades y se recomienda que la Municipalidad de Pocollay a través de la Gerencia de desarrollo urbano, exigir los estudios de mecánica de suelos, ya que como se demuestra en la presente tesis las consecuencias que trae el no realizar el EMS perjudican a la población dando pie a una edificación elaborada con un futuro incierto; es decir, lo que uno supuestamente se estaría ahorrando este mismo podría ser el origen de fallas que generen un gasto económico importante extra.

Al momento de la evaluación de los resultados, se recomienda a los profesionales y estudiantes hacer uso de tablas normalizadas, a fin de hacer una buena clasificación del tipo de suelo. Asimismo, para hacer el modelado en ETABS se recomienda hacer uso de las normas técnicas peruanas como la NTP 0.30 y la NTP 0.20, de tal manera que se pueda obtener un análisis estructural acorde a la realidad. Por otro lado, se sugiere que al hacer el diseño de cimentaciones se tenga una hoja de cálculo

automatizada, para obtener las dimensiones y requerimientos de acero a la brevedad, así se obtendrán buenos resultados en un óptimo corto periodo de tiempo.

En esta tesis, se puso en controversia el hecho de que las prácticas de la autoconstrucción con profesionales no especializados sean una buena inversión; puesto que, como bien demostramos, estas viviendas al estar sub dimensionadas, no cumplen con ciertos parámetros sísmicos, conllevando a posibles fallas, tales como: por punzonamiento, asentamientos diferenciales, etc. y/u ocasionando, indudablemente que, ante un sismo severo estas fallen; incurriendo así, en una mayor inversión a futuro. Por lo que, se recomienda a la población encargar de manera directa a un profesional la elaboración del diseño estructural, ya que la inversión en una edificación, a pesar de ser en primera instancia menor, puede ser debido no solo a su deficiente geometría, sino a la omisión de materiales y/o malas prácticas constructivas, haciendo que a lo largo de su vida útil no se tengan las particularidades y condiciones apropiadas, conllevando así, a una pérdida parcial o total.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (2010). *Sección 10 - Fundaciones*.
https://www.academia.edu/8466201/02_AASHTO_Cap_10
- Alcantar, H., y Vargas, M. (2019). *Modelo Geotécnico basado en propiedades índice sector*.
https://repositorio.uptc.edu.co/bitstream/handle/001/3748/Modelo_geotecnico.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- ASTM. (1997). *Método de Ensayo Normalizado para determinar la densidad aparente ("peso unitario") e Índice de Huecos en los Áridos*.
- ASTM. (2000). *Método de Ensayo Estándar para Determinar la Densidad y Peso Unitario del Suelo en el Sitio por el Método del Cono de Arena*.
- ASTM D 4253. (2005). *Método estándar para la densidad máxima y peso unitario utilizando una mesa vibratoria*.
https://www.cesmec.cl/medios/DIC/normas/ASTMD4253_00E.pdf
- ASTM D 4254. (2006). *Método de Prueba Estándar para Densidad Mínima, Peso Unitario de Suelos y Cálculo de Densidad Relativa*.
https://www.cesmec.cl/medios/DIC/normas/ASTM_D4254_00_E.pdf
- Atencio, V., & Angulo, R. (2020). *Determinación de la capacidad de carga admisible para las cimentaciones superficiales del sector 12 San Antonio, Distrito G. Albarracín, provincia Tacna - 2020* (Tesis de pregrado, Universidad Privada de Tacna). <https://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/1758>
- Berrios, J. (7 de Marzo de 2013). *Sesion I: Estabilidad de taludes de suelos granulares*.
<https://es.slideshare.net/slideshow/sesin-1-suelos-granulares/17017891#12>
- Botía, W. (2015). *Manual de procedimientos de ensayos de suelos y memoria de cálculo* [Tesis de pregrado, Universidad Militar Nueva Granada].
<https://repository.unimilitar.edu.co/server/api/core/bitstreams/433c4e77-8e73-440d-911f-ef67f23ec10c/content>
- Braja. (2001). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*.
- Bray, y Hoek . (1991). *Manual de estabilidad de taludes*.

- Bueza, E. (2020). *Propuesta de cimentación por la Teoría de Terzaghi según los Parámetros Urbanísticos en el AA.HH. Nueva Esperanza en el Distrito de Nuevo Chimbote, 2020* [Tesis de pregrado, Universidad San Pedro]. <https://repositorio.usanpedro.edu.pe/server/api/core/bitstreams/b3262e91-5802-44c0-83f3-7f4873c28013/content>
- Caballero, M. (2023). *Definición de Contenido de Humedad*. <https://es.scribd.com/user/112491807/Max-Caballero>
- Calua, H. (2012). *Capítulo 06: Clasificación de suelos*. <https://es.slideshare.net/HeinerCaluaBringas/4-clasificacion-sucs-y-aashto>
- Camacho, F., y Chamorro, J. (2020). *Diseño estructural para ampliar las viviendas autoconstruidas en la 3ra zona Delicias de Villa – Chorrillos – 2020* [Tesis de pregrado, Universidad César Vallejo]. <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/55838>
- Cañi, G., y Gómez, J. (2019). *Propuesta técnica para cimentaciones de viviendas ubicadas en el sector vii del distrito Alto de la Alianza - Tacna - 2018* [Tesis de pregrado, Universidad Privada de Tacna]. <https://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/802>
- Casagrande, A. (1948). *“Classification and Identification of Soils”*. https://www.academia.edu/5892892/capitulo_5_geot%c3%89cnia_5_1_general
- Causol, R. (2020). *Análisis comparativo de la capacidad de carga para un suelo granular empleando métodos analíticos y computacionales* [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/16778>.
- Chalco, D. (24 de Julio de 2023). *¿Qué tan grave es el problema de la autoconstrucción en el país?* <https://ucsp.edu.pe/noticias/que-tan-grave-es-el-problema-de-la-autoconstruccion-en-el-pais/>
- Das, B. (2012). *Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones* (Séptima ed.). CENGAGE Learning.
- Das, B. (2013). *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (Cuarta ed.). CENGAGE Learning. <https://www.geologiaviva.info/wp-content/uploads/2022/01/fundamentos-de-ingenieria-geotecnica-BMD.pdf>

- Fernández, R. (2015). *Capacidad portante con fines de cimentación mediante los ensayos spt y corte directo en el distrito de Aguas Verdes-Tumbes* [Tesis de postgrado, Universidad Nacional de Cajamarca]. *Repositorio UNC-Institucional*. <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/1640>
- Geotechnical Consulting. (2020). *Método para determinar la densidad Máxima y Mínima*. <https://www.mecanicasuelosabcchile.com/densidad/>
- Geotecnia. (2019). *Límites de Atterberg. Definición e interpretación*. https://geotecniafacil.com/limites-de-atterberg/#definicion_limites_atterberg
- Gilbert, A. (1 de Septiembre de 2001). *La vivienda en América Latina*. Issuu: https://issuu.com/idb_publications/docs/working_es_10658
- Gonzalez, A. (1999). *Estimativos de parametros efectivos de resistencia con el SPT*. <https://www.scg.org.co/wp-content/uploads/estimativos-de-parametros-de-resistencia-con-spt.pdf>
- Gonzalez, A. (2020). *Calculo simplificado de capacidad portante de cimientos superficiales en ladera. III Encuentro de ingenieros de suelos y estructuras*. https://tycho.escuelaing.edu.co/contenido/encuentros-suelosyestructuras/documentos/tercer_ent/calculo_simplificado_capacidad_portante.pdf
- Infinitia Industrial Consulting. (2023). *Propiedades mecánicas*. <https://www.infinitiaresearch.com/laboratorio-ingenieria-industrial/propiedades-mecanicas/#:~:text=Las%20propiedades%20mec%C3%A1nicas%20de%20un,y%20resistir%20fuerzas%20o%20deformaciones.>
- Ingeniería Geotécnica – GICO UPC. (2020). *Tema 4. Cimentaciones superficiales*. https://portal.camins.upc.edu/materials_guia/250240/2012/tema_4_ciment_sup er.pdf
- Ingenieros Asesores. (9 de Noviembre de 2021). *¿Qué es una calicata? Tipos y usos en construcción*. <https://ingenierosasesores.com/actualidad/que-es-una-calicata-tipos-y-usos-en-construccion/>
- Livert, F. (2022). *Efectos socioeconómicos de la construcción de viviendas en la reactivación pos-COVID-19*. <https://repositorio.cepal.org/server/api/core/bitstreams/00226e9b-9915-4170-8831-8d80497154db/content>

- López, J. (2011). *Análisis y diseño de una cimentación superficial de una estructura*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Autónoma de México]. <https://ru.dgb.unam.mx/handle/20.500.14330/TES01000675570>
- Lopez, J. (2023). *Evaluación estructural y económica entre zapatas aisladas y losas de cimentación, Pasco 2022* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión]. <http://repositorio.undac.edu.pe/handle/undac/3534>
- Machaca, G. (2023). *Zapatas Aisladas*. <https://prefabricadoscalytec.com.pe/blog/que-son-zapatas-aisladas/>
- Mendoza, Y. (2023). *Mecánica de suelos aplicado a la verificación de capacidad de carga para cimentaciones en el hospital esssalud cajamarca* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca]. <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/5797>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2014). *Norma técnica E.030 Diseño sísmoresistente*. <https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/2686410/E.030%20Dise%C3%B1o%20Sismo%20resistente.pdf>
- Nij, J. (2009). *Guía práctica para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losas de cimentación, pilotes y pilas perforadas* [Tesis de pregrado, Universidad de San Carlos de Guatemala]. http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3004_C.pdf
- Palaco de la Torre, J., y Rodriguez, C. (2022). *Influencia de la capacidad portante del suelo en el análisis y diseño de una edificación de concreto armado, Tacna, 2022* [Tesis de pregrado, Universidad Privada de Tacna]. <https://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/2319>
- Plataforma del Estado Peruano. (2020). *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*. <https://drive.google.com/file/d/1XdLUkwUqDXsulQgSbFsJ-J9BTt4u3Hp5/view>.
- Plataforma del Estado Peruano. (2020). *Norma E.060 Concreto Armado*. <https://drive.google.com/file/d/19EYUVMgwvm6rDs47GV374avco2yIU5Kz/view>
- Polo, J. (2017). *La auto construcción y su incidencia sobre los perjuicios ocasionados a los ocupantes del Asentamiento Humano Señor de los Milagros 2da zona Collique-Lima 2017*. (Tesis de maestría, Universidad César Vallejo). <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/14388>

- Villanueva, C. (25 de Julio de 2019). Cimientos Corridos para estructuras de muros portantes. *Concreto Armado II*. <https://dokumen.tips/documents/anexo-cimiento-corrido.html>
- Villanueva, S. (Mayo de 2021). *La Importancia de la mecánica de suelos en obras de carreteras*. <https://coovias.com/la-importancia-de-la-mecanica-de-suelos-en-obras-de-carreteras/>
- Vinueza, P. (2021). *Capacidad Portante de los suelos en arcilla y arena para vivienda de tres pisos en la ciudad de Machala* [Tesis de pregrado, Universidad Técnica de Machala]. <https://repositorio.utmachala.edu.ec/handle/48000/16851>
- Yépez, H. (2015). *Resistencia de Materiales 1A*. <https://textos.pucp.edu.pe/pdf/4373.pdf>

ANEXOS

Anexo 1. Matriz de consistencia

Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Indicadores	Metodología	Pruebas Estadística o Estrategia
¿Cómo determinamos las implicancias del estudio de mecánica de suelos en el presupuesto de cimentaciones en una vivienda unifamiliar de autoconstrucción, Pocollay-Tacna 2023?	Determinar las implicancias del estudio de mecánica de suelos en el presupuesto de cimentaciones en una vivienda unifamiliar de autoconstrucción, Pocollay-Tacna 2023.	No realizar el estudio de mecánica de suelos en una vivienda unifamiliar de autoconstrucción incrementa el presupuesto.	Estudios de mecánica de suelos Presupuesto de cimentaciones en vivienda de autoconstrucción	Ensayos de laboratorio Dimensiones de zapatas y cimientos Tipo de suelo	Ensayos de laboratorio de la norma e 050 Fórmulas para diseño en zapatas y cimientos	No Aplica
¿Cómo se determinará las características mecánicas del suelo de las viviendas unifamiliares de autoconstrucción a analizar, Pocollay-Tacna 2023?	Realizar ensayos de mecánica de suelos de la norma E0.50 para determinar las características del suelo y tener las consideraciones para diseñar una vivienda unifamiliar, Pocollay-Tacna 2023.	Al realizar los ensayos de mecánica de suelos, se obtuvo que el suelo tenía menor capacidad portante de la esperada.	Ensayos de caracterización de suelos Tamizado Contenido de humedad Limite plástico, liquido e índice plástico. Ensayo de corte directo	Profundidad de la muestra Tipo de muestra Tipo de suelo Carga	Ensayos de laboratorio de la norma e 050	No Aplica
¿Cómo se procesarán los datos adquiridos en campo para determinar la geometría de las cimentaciones de una vivienda unifamiliar de autoconstrucción, Pocollay-Tacna 2023?	Desarrollar el diseño de la cimentación de las viviendas unifamiliares, Pocollay-Tacna 2023.	El diseño de las cimentaciones de las viviendas cumple con los requerimientos de los estudios de mecánica de suelos.	Resultados de os ensayos Caracterización del suelo Diseño de zapatas	Tipo de suelo Capacidad portante Cargas aplicadas	Procedimiento de diseño de la norma E.060	No Aplica
¿Cuál es el presupuesto y la diferencia existente entre los planos estimados y los planos reales de una vivienda unifamiliar de autoconstrucción, Pocollay-Tacna 2023?	Formular el costo de la cimentación existente y de la propuesta para comparar el costo referencial (inicial) de las cimentaciones versus el costo modificado según criterios técnicos de la vivienda unifamiliar, Pocollay-Tacna 2023.	Existe un incremento en el costo de la cimentación propuesta en comparación con el costo de la cimentación de referencia.	Presupuesto sin estudio de suelos Presupuesto con estudio de suelos Variabilidad de las dimensiones	Dimensiones de los cimientos Presupuesto Precio de los insumos Método de diseño	Análisis de precios unitarios Fórmulas para diseño en zapatas y cimientos	No Aplica

Nota. La tabla representa la matriz de consistencia de la presente investigación, la cual contiene interrogantes del problema, objetivos, hipótesis, variables, indicadores y métodos a utilizar .

Anexo 2. Hoja de cálculo de zapatas con EMS – caso 1, vivienda 1

CASO 1							
INGRESAR DATOS:							
PCM=	6.4678	b=	0.25				
PCV=	1.492	l=	0.4				
PCSX=	0.2252						
PCSY=	0.5957	b					
MCMX=	0.0331						
MCVX=	0.0402						
MCSX=	0.0089						
MCMY=	0.0025						
MCVY=	0.0025						
MCSY=	0.1855						
esfuerzo=	25.3	ton/m2					
f _c =	210						
				CASO 1:			
1) Determinamos el Área de la zapata:							
AZ=	0.375792050						
ec.cuadr.							
Am ² +Bm+C	A	B	C				
	4	1.3	0.275792050				
m1	0.146294855						
m1	0.51						
m2	-0.50						
				FZ	MX	MY	
				tonf	tonf-m	tonf-m	
CASO 1:			C31	Dead	-6.4678	-0.0331	-0.0025
B	1.3		C31	Live	-1.492	0.0402	-0.0025
L	1.4		C31	SISMO-E-X	0.2916	-0.0031	0.2514
2) Verificación de excentricidades:			C31	SISMO-E-Y	0.3975	0.1617	-0.0116
			C31	S_DIN_X	0.2252	0.0089	0.1909
ex	0.0092	0.216666666	C31	S_DIN_Y	0.5957	0.2717	0.1855
	0.0092	OK					
ey	0.0006						
	0.0006	OK					
3) Chequeo de presiones del terreno:							
Q1=	4.886815813	CHEQUEO	Q1=	OK			
Q2=	5.040789911		Q2=	OK			
Q3=	5.709085784		Q3=	OK			
4) Amplificaciones de carga							
Qu1=	7.57456						
Qu2=	6.30099	mayor.esf	7.57456				
Qu3=	7.13636						
5) DISEÑO POR PUNZONAMIENTO							
Iniciaremos tomando: h zap =			0.6				
		d =	0.5				
ZAPATA 1 :							
Perímetro Crítico: p _o =	3.3						
Área Crítica: A _o =	0.675						
A zapata=	1.82						
Cortante último de diseño Vu:							
	7.57456						
Vu=	8.672876365	menor que	215.4360524				

(continúa)

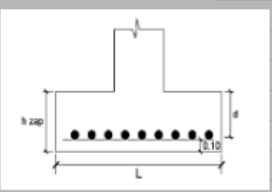
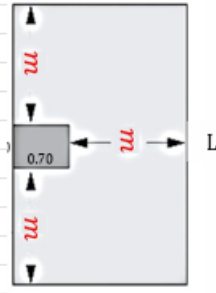
Anexo 2 (continuación)

6) DISEÑO POR CORTE			
Vu=	0.098469338	Cortante resistente ϕ VC:	
Vc=	42.43437396	mayor que	0.098469338
ENTONCES			
H=	0.6		
d=	0.5		
Vc=		Vu=	
42.43437396	mayor que	0.098469338	
8) DISEÑO POR FLEXION:			
ACERO MINIMO			
AS min =	11.7		
Calculo de la cantidad de acero superior:			
d=	0.5	50	
Mu=	1.280593749		
a=	0.12	cm	
As=	0.678395809	cm ²	
Separación máxima de varillas: 30 cm (recomendación)			
Acero superior longitudinal:			
Si ϕ 3/8"	7.889	cm	
Si ϕ 1/2"	14.111	cm	
Si ϕ 5/8"	22.111	cm	1/2"
Si ϕ 3/4"	31.556	cm	12.5 cm
Si ϕ 1"	56.333	cm	

ϕ 1" \rightarrow As = 5.07 cm²
 ϕ 3/4" \rightarrow As = 2.84 cm²
 ϕ 5/8" \rightarrow As = 1.99 cm²
 ϕ 1/2" \rightarrow As = 1.27 cm²
 ϕ 3/8" \rightarrow As = 0.71 cm²

Anexo 3. Hoja de cálculo de zapatas con EMS – caso 2, vivienda 1

CASO 2						
INGRESAR DATOS:						
PCM=	6.1133	b=	0.25			
PCV=	1.9823	l=	0.4			
PCSX=	0.1776					
PCSY=	4.4817					
MCMX=	0.0177	b				
MCVX=	0.0141	l				
MCSX=	0.0315					
MCMY=	0.0023					
MCVY=	0.0039					
MCSY=	0.0188					
esfuerzo=	25.3	ton/m ²				
f _c =	210					
1) Determinamos el Área de la zapata:						
AZ=	0.382203337					
ec. cuadr.						
Am ² +Bm+C	A	B	C			
m1	2	1.05	0.282203337			
				FZ	MX	MY
				tonf	tonf-m	tonf-m
m1	0.55		C21	Dead	-6.1133	0.0177
m2	-0.72		C21	Live	-1.9823	-0.0141
CASO 1:						
B	0.95		C21	S_EST_X	0.0058	0.009
L	1.35		C22	S_DIN_X	0.1776	0.0315
			C23	S_DIN_Y	4.4817	0.7124
2) Verificación de excentricidades:						
ex	0.0039					
	0.0039	OK				
ey	0.0008					
	0.0008	OK				
3) Chequeo de presiones del terreno:						
e/2=	0.275					
MCMX =	1.6988575					
MCVX =	0.5592325					
MCSX =	0.08034					
Q1=	14.64162452	CHEQUEO	Q1=	OK		
Q2=	15.06890457		Q2=	OK		
Q3=	18.4907975		Q3=	OK		
4) Amplificaciones de carga						
Qu1=	22.69452					
Qu2=	18.83613	mayor.esf	23.11350			
Qu3=	23.11350					
5) DISEÑO POR PUNZONAMIENTO						
Iniciaremos tomando: h zap =				0.6		
d =				0.5		
ZAPATA 1 :						
Perímetro Crítico: p _o =	2.05					
Área Crítica: A _o =	0.4875					
A zapata=	1.2825					
Cortante último de diseño Vu:	23.11350					
Vu=	18.37523001 menor que			133.8314871		



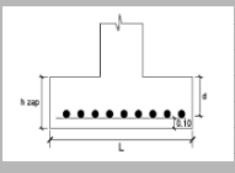
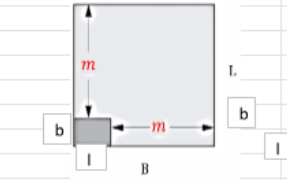
(continúa)

Anexo 3 (continuación)

6) DISEÑO POR CORTE			
Vu=	1.097891101	Cortante resistente ϕVC :	
Vc=	31.00973481	mayor que	1.097891101
ENTONCES			
H=	0.6		
d=	0.5		
Vc=		Vu=	
31.00973481	mayor que	1.097891101	
8) DISEÑO POR FLEXION:			
ACERO MINIMO			
AS min =	8.55		
Calculo de la cantidad de acero superior:			
d=	0.5	50	
Mu=	3.321120582		
a=	0.44	cm	
As=	1.7649217	cm ²	
Separación máxima de varillas: 30 cm (recomendación)			
Acero superior longitudinal:			
Si ϕ 3/8"	7.889	m	
Si ϕ 1/2"	14.111	m	
Si ϕ 5/8"	22.111	m	1/2"
Si ϕ 3/4"	31.556	m	12.5 cm
Si ϕ 1"	56.333	m	
			<div style="border: 1px solid red; padding: 5px;"> ϕ 1" \rightarrow As = 5.07 cm² ϕ 3/4" \rightarrow As = 2.84 cm² ϕ 5/8" \rightarrow As = 1.99 cm² ϕ 1/2" \rightarrow As = 1.27 cm² ϕ 3/8" \rightarrow As = 0.71 cm² </div>

Anexo 4. Hoja de cálculo de zapatas con EMS – caso 3, vivienda 1

CASO 3			
INGRESAR DATOS:			
PCM=	4.6346	b=	0.25
PCV=	0.342	l=	0.4
PCSX=	0.8759		
PCSY=	2.7954		
MCMX=	0.0131	b	
MCVX=	0.0216	l	
MCSX=	0.0322		
MCMY=	0.0039		
MCVY=	0.0039		
MCSY=	0.0969		
esfuerzo=	25.3 ton/m ²		
f _c =	210		
1) Determinamos el Área de la zapata:			
AZ=	0.234951471		
ec.cuadr.			
Am ² +8m+C	A	B	C
1	0.65	0.134951471	
m1	0.75	0.1654859542	
m2	-0.82		
CASO 1:			
B	1.00		
L	1.15		
2) Verificación de excentricidades:			
ex	0.0070		
	0.0070	OK	
ey	0.0016		
	0.0016	OK	
3) Chequeo de presiones del terreno:			
e/2=	0.3		
MCMX =	1.40348	MCMY =	1.39428
MCVX =	0.1242	MCVY =	0.1065
MCSX =	0.29497	MCSY =	0.35967
Q1=	19.413069	CHEQUEO	Q1= OK
Q2=	21.57008327		Q2= OK
Q3=	23.90269943		Q3= OK
4) Amplificaciones de carga			
Qu1=	30.09026		
Qu2=	26.96260	mayor.esf	30.09026
Qu3=	29.87837		
5) DISEÑO POR PUNZONAMIENTO			
Iniciaremos tomando: h zap =		0.6	
	d =	0.5	
ZAPATA 1 :			
Perímetro Crítico: p _o =	1.15		
Área Crítica: A _o =	0.325		
A zapata=	1.15		
Cortante último de diseño Vu:	30.09026		
Vu=	24.82446198	menor que	75.07620008
6) DISEÑO POR CORTE			
Vu=	7.522564237	Cortante resistente ØVC:	
Vc=	32.64182612	mayor que	7.522564237
ENTONCES			
H=	0.6		
d=	0.5		
Vc=		Vu=	
32.64182612	mayor que	7.522564237	



(continúa)

Anexo 4 (continuación)

8) DISEÑO POR FLEXION:							
ACERO MINIMO							
AS min =	9						
Calculo de la cantidad de acero superior:							
d=	0.5	50					
Mu=	8.462884766						
a=	1.06	cm					
As=	4.525914218	cm ²					
Separación máxima de varillas: 30 cm (recomendación)							
Acero superior longitudinal:							
Si Ø 3/8"	7.889	m					
Si Ø 1/2"	14.111	m					
Si Ø 5/8"	22.111	m	1/2"				
Si Ø 3/4"	31.556	m	12.5	cm			
Si Ø 1"	56.333	m					

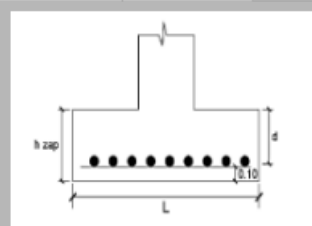
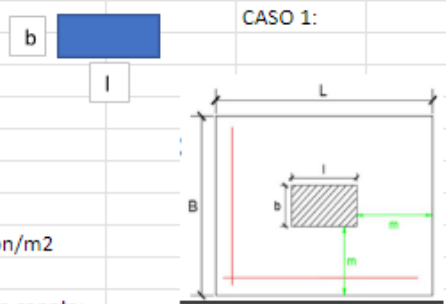
Ø 1" → As = 5.07 cm²
 Ø 3/4" → As = 2.84 cm²
 Ø 5/8" → As = 1.99 cm²
 Ø 1/2" → As = 1.27 cm²
 Ø 3/8" → As = 0.71 cm²

Anexo 5. Hoja de cálculo de cimentaciones con EMS – vivienda 1

MUROS				
Pier	Output Case	P		B
w1	Dead	-11.2497	11.2497	0.57396
w1	Live	-0.7672	0.7672	0.03914
w2	Dead	-3.6348	3.6348	0.18545
w2	Live	-0.5396	0.5396	0.02753
w3	Dead	-4.3736	4.3736	0.22314
w3	Live	-1.0976	1.0976	0.05600
w4	Dead	-4.2185	4.2185	0.21523
w4	Live	-0.9063	0.9063	0.04624
w5	Dead	-10.8087	10.8087	0.55146
w5	Live	-0.7109	0.7109	0.03627
w6	Dead	-3.4701	3.4701	0.17705
w6	Live	-0.5387	0.5387	0.02748
w7	Dead	-3.8713	3.8713	0.19752
w7	Live	-0.7116	0.7116	0.03631
w8	Dead	-3.4512	3.4512	0.17608
w8	Live	-0.5078	0.5078	0.02591
w9	Dead	-1.3783	1.3783	0.07032
w9	Live	-0.1615	0.1615	0.00824
w10	Dead	-2.818	2.818	0.14378
w10	Live	-0.3536	0.3536	0.01804
w11	Dead	-3.3427	3.3427	0.17055
w11	Live	-0.4657	0.4657	0.02376
w12	Dead	-2.5144	2.5144	0.12829
w12	Live	-0.3409	0.3409	0.01739
w13	Dead	-3.9776	3.9776	0.20294
w13	Live	-0.5608	0.5608	0.02861
w14	Dead	-4.4207	4.4207	0.22555
w14	Live	-0.7471	0.7471	0.03812
w15	Dead	-2.6993	2.6993	0.13772
w15	Live	-0.2387	0.2387	0.01218
w16	Dead	-1.3114	1.3114	0.06691
w16	Live	-0.15	0.15	0.00765
w17	Dead	-7.4861	7.4861	0.38194
w17	Live	-0.8756	0.8756	0.04467
			max=	0.57396
			B=	0.5
			x=	0.36
			h=	0.72

Anexo 6. Hoja de cálculo de zapatas con EMS – caso 1, vivienda 2

CASO 1						
INGRESAR DATOS:						
PCM=	14.6815	b=	0.3			
PCV=	3.0701	l=	0.3		17.7516	
PCSX=	1.5729					
PCSY=	4.8704					
MCMX=	0.0529					
MCVX=	0.0231					
MCSX=	0.0024					
MCMY=	0.1958					
MCVY=	0.0819					
MCSY=	0.0569					
esfuerzo=	26	ton/m2				
f _c =	210					
1) Determinamos el Área de la zapata:						
AZ=	0.815511538					
ec.cuadr.						
Am ² +Bm+C	A	B	C			
	4	1.2	0.725511538:			
m1	0.301528387					
m1	0.55				FZ	MX
m2	-0.60				tonf	tonf-m
CASO 1:						
B	1.4	C9	Dead	-14.6815	-0.0529	-0.0819
L	1.4	C9	Live	-3.0701	-0.0231	-0.0271
		C9	S_EST_X	-2.0864	0.0008	0.341
2) Verificación de excentricidades:				C9	S_EST_Y	-2.8221
		C9	S_DIN_X	1.5729	0.0024	0.2635
ex	0.0043	C9	S_DIN_Y	4.8704	0.3556	0.0569
	0.0043					
OK						
ey	0.0156					
	0.0156					
3) Chequeo de presiones del terreno:						
Q1=	10.50960569	CHEQUEO	Q1=	OK		
Q2=	11.377541		Q2=	OK		
Q3=	13.3052879		Q3=	OK		
4) Amplificaciones de carga						
Qu1=	16.28989					
Qu2=	14.22193	mayor.esf	16.63161			
Qu3=	16.63161					
5) DISEÑO POR PUNZONAMIENTO						
Iniciaremos tomando: h zap =				0.6		
		d =	0.5			
ZAPATA 1 :						
Perímetro Crítico: p _o =	3.2					
Área Crítica: A _o =	0.64					
A zapata=	1.96					
Cortante último de diseño Vu:						
	16.63161					
Vu=	21.95372504	menor que	208.9076872			



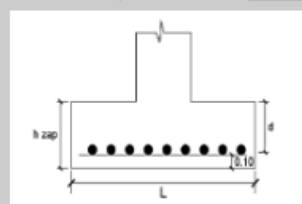
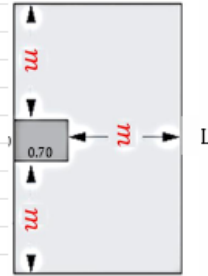
(continúa)

Anexo 6 (continuación)

6) DISEÑO POR CORTE			
Vu=	1.164212691	Cortante resistente ØVC:	
Vc=	45.69855657	mayor que	1.164212691
ENTONCES			
H=	0.6		
d=	0.5		
Vc=		Vu=	
45.69855657	mayor que	1.164212691	
8) DISEÑO POR FLEXION:			
ACERO MINIMO			
AS min =	12.6		
Calculo de la cantidad de acero superior:			
d=	0.5	50	
Mu=	3.521743391		
a=	0.31	cm	
As=	1.869228587	cm ²	
Separación máxima de varillas: 30 cm (recomendación)			
Acero superior longitudinal:			
Si Ø 3/8"	7.889	m	
Si Ø 1/2"	14.111	m	
Si Ø 5/8"	22.111	m	1/2"
Si Ø 3/4"	31.556	m	12.5
Si Ø 1"	56.333	m	cm
			<div style="border: 1px solid red; padding: 5px;"> Ø 1" → As = 5.07 cm² Ø 3/4" → As = 2.84 cm² Ø 5/8" → As = 1.99 cm² Ø 1/2" → As = 1.27 cm² Ø 3/8" → As = 0.71 cm² </div>

Anexo 7. Hoja de cálculo de zapatas con EMS – caso 2, vivienda 2

CASO 2							
INGRESAR DATOS:							
PCM=	10.3946	b=	0.3				
PCV=	2.3152	l=	0.3				
PCSX=	0.2699						
PCSY=	1.4049	b					
MCMX=	0.0006						
MCVX=	0.0021	l					
MCSX=	0.0419						
MCMY=	0.0508						
MCVY=	0.0087						
MCSY=	0.0163						
esfuerzo=	26	ton/m2					
f _c =	210						
1) Determinamos el Área de la zapata:							
AZ=	0.583890384						
ec.cuadr.							
Am ² +8m+C	A	B	C				
	2	0.9	0.493890384				
m1	0.320499947						
m1	0.70		C8	Dead	-10.3946	-0.0006	0.0508
m2	-0.77		C8	Live	-2.3152	-0.0021	0.0087
CASO 1:							
B	1.00		C8	S_EST_X	-0.1763	-0.0044	0.2353
L	1.70		C8	S_EST_Y	-0.833	0.2476	0.0072
			C8	S_DIN_X	0.2699	0.0419	0.1812
2) Verificación de excentricidades:							
			C8	S_DIN_Y	1.4049	0.4315	0.0163
ex	0.0002						
	0.0002	OK					
ey	0.0047						
	0.0047	OK					
3) Chequeo de presiones del terreno:							
e/2=	0.35						
MCMX =	3.63871						
MCVX =	0.81242						
MCSX =	0.136365						
Q1=	17.48817976	CHEQUEO	Q1=	OK			
Q2=	17.94196254		Q2=	OK			
Q3=	18.43410182		Q3=	OK			
4) Amplificaciones de carga							
Qu1=	27.10668						
Qu2=	22.42745	mayor.esf	27.10668				
Qu3=	23.04263						
5) DISEÑO POR PUNZONAMIENTO							
Iniciaremos tomando: h zap =				0.6			
	d =				0.5		
ZAPATA 1 :							
Perímetro Crítico: p _o =				1.9			
Área Crítica: A _o =				0.44			
A zapata=				1.7			
Cortante último de diseño Vu:				27.10668			
Vu=	34.15441507	menor que	124.0389393				



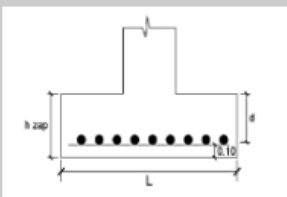
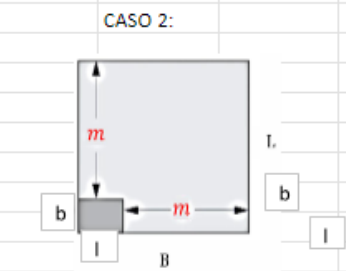
(continúa)

Anexo 7 (continuación)

6) DISEÑO POR CORTE			
Vu=	5.421335725	Cortante resistente ϕVC :	
Vc=	32.64182612	mayor que	5.421335725
ENTONCES			
H=	0.6		
d=	0.5		
Vc=		Vu=	
32.64182612	mayor que	5.421335725	
8) DISEÑO POR FLEXION:			
ACERO MINIMO			
AS min =	9		
Calculo de la cantidad de acero superior:			
d=	0.5	50	
Mu=	6.641136263		
a=	0.83	cm	
As=	3.543371012	cm ²	
Separación máxima de varillas: 30 cm (recomendación)			
Acero superior longitudinal:			
Si ϕ 3/8"	7.889	m	
Si ϕ 1/2"	14.111	m	
Si ϕ 5/8"	22.111	m	1/2"
Si ϕ 3/4"	31.556	m	12.5 cm
Si ϕ 1"	56.333	m	
			ϕ 1" \rightarrow As = 5.07 cm ² ϕ 3/4" \rightarrow As = 2.84 cm ² ϕ 5/8" \rightarrow As = 1.99 cm ² ϕ 1/2" \rightarrow As = 1.27 cm ² ϕ 3/8" \rightarrow As = 0.71 cm ²

Anexo 8. Hoja de cálculo de zapatas con EMS – caso 3, vivienda 2

CASO 3										
INGRESAR DATOS:										
PCM=	7.134	b=	0.3							
PCV=	0.8048	l=	0.3							
PCSX=	1.5883									
PCSY=	4.2101									
MCMX=	0.0363	b								
MCVX=	0.0155	l								
MCSX=	0.0332									
MCMY=	0.0197									
MCVY=	0.0032									
MCSY=	0.0764									
esfuerzo=	26	ton/m ²								
f _c =	210									
1) Determinamos el Área de la zapata:										
AZ=	0.364709829									
ec.cuadr.										
Am ² +8m+C	A	B	C				FZ	MX	MY	
	1	0.6	0.274709829				tonf	tonf-m	tonf-m	
m1	1.25	0.3039121038				C12	Dead	-7.134	0.0363	0.019
m2	-0.90					C12	Live	-0.8048	0.0155	0.003
						C12	S_EST_X	-2.3864	-0.006	0.271
						C12	S_EST_Y	-2.3261	0.1977	-0.012
						C12	S_DIN_X	1.5883	0.0332	0.172
						C12	S_DIN_Y	4.2101	0.3461	0.076
CASO 1:										
B	1.55									
L	1.55									
2) Verificación de excentricidades:										
ex	0.0065									
	0.0065 OK									
ey	0.0029									
	0.0029 OK									
3) Chequeo de presiones del terreno:										
e/2=	0.625									
MCMX =	4.49505	MCMY =	4.47845							
MCVX =	0.5185	MCVY =	0.5062							
MCSX =	1.0258875	MCSY =	1.0690875							
Q1=	19.66156906	CHEQUEO	Q1=	OK						
Q2=	22.02519026		Q2=	OK						
Q3=	23.26792108		Q3=	OK						
4) Amplificaciones de carga										
Qu1=	30.47543									
Qu2=	27.53149	mayor.esf	30.47543							
Qu3=	29.08490									
5) DISEÑO POR PUNZONAMIENTO										
Iniciaremos tomando: h zap =	0.6									
	d =	0.5								
ZAPATA 1 :										
Perímetro Crítico: p _o =	1.1									
Área Crítica: A _o =	0.3025									
A zapata=	2.4025									
Cortante último de diseño Vu:	30.47543									
Vu=	63.9984073	menor que	71.81201747							



(continúa)

Anexo 8 (continuación)

6) DISEÑO POR CORTE			
Vu=	35.42768976	Cortante resistente ØVC:	
Vc=	50.59483049	mayor que	35.42768976
ENTONCES			
H=	0.6		
d=	0.5		
Vc=		Vu=	
50.59483049	mayor que	35.42768976	
8) DISEÑO POR FLEXION:			
ACERO MINIMO			
AS min =	13.95		
Calculo de la cantidad de acero superior:			
d=	0.5	50	
Mu=	36.9038435		
a=	3.06	cm	
As=	20.14168765	cm ²	
Separación máxima de varillas: 30 cm (recomendación)			
Acero superior longitudinal:			
Si Ø 3/8"	5.464	m	
Si Ø 1/2"	9.773	m	
Si Ø 5/8"	15.314	m	5/8"
Si Ø 3/4"	21.855	m	15 cm
Si Ø 1"	39.016	m	
		<div style="border: 1px solid red; padding: 5px; width: fit-content;"> Ø 1" → As = 5.07 cm² Ø 3/4" → As = 2.84 cm² Ø 5/8" → As = 1.99 cm² Ø 1/2" → As = 1.27 cm² Ø 3/8" → As = 0.71 cm² </div>	

Anexo 9. Hoja de cálculo de cimentaciones con EMS – vivienda 2

MUROS					
Pier	Output Case	Location	P		B
W1	Dead	Top	-4.1397	4.1397	0.20096
W1	Dead	Bottom	-7.3887	7.3887	0.35867
W1	Live	Top	-0.7935	0.7935	0.03852
W1	Live	Bottom	-0.7935	0.7935	0.03852
W2	Dead	Top	-3.23	3.23	0.15680
W2	Dead	Bottom	-5.7095	5.7095	0.27716
W2	Live	Top	-0.5092	0.5092	0.02472
W2	Live	Bottom	-0.5092	0.5092	0.02472
W3	Dead	Top	-9.5966	9.5966	0.46585
W3	Dead	Bottom	-20.0276	20.0276	0.97221
W3	Live	Top	-1.3086	1.3086	0.06352
W3	Live	Bottom	-1.3086	1.3086	0.06352
W4	Dead	Top	-6.1921	6.1921	0.30059
W4	Dead	Bottom	-9.4411	9.4411	0.45831
W4	Live	Top	-1.5009	1.5009	0.07286
W4	Live	Bottom	-1.5009	1.5009	0.07286
W5	Dead	Top	-12.1321	12.1321	0.58894
W5	Dead	Bottom	-22.5631	22.5631	1.09530
W5	Live	Top	-2.0546	2.0546	0.09974
W5	Live	Bottom	-2.0546	2.0546	0.09974
W6	Live	Top	-2.1753	2.1753	0.10560
W6	Live	Bottom	-2.1753	2.1753	0.10560
W7	Dead	Top	-7.0198	7.0198	0.34077
W7	Dead	Bottom	-10.132	10.132	0.49184
W7	Live	Top	-1.627	1.627	0.07898
W7	Live	Bottom	-1.627	1.627	0.07898
W8	Dead	Top	-4.2175	4.2175	0.20473
W8	Dead	Bottom	-6.6115	6.6115	0.32095
W8	Live	Top	-0.9533	0.9533	0.04628
W8	Live	Bottom	-0.9533	0.9533	0.04628
W9	Dead	Top	-3.3847	3.3847	0.16431
W9	Dead	Bottom	-6.6337	6.6337	0.32202
W9	Live	Top	-0.5656	0.5656	0.02746
W9	Live	Bottom	-0.5656	0.5656	0.02746
W10	Dead	Top	-1.8802	1.8802	0.09127
W10	Dead	Bottom	-2.7352	2.7352	0.13278
W10	Live	Top	-0.4383	0.4383	0.02128
W10	Live	Bottom	-0.4383	0.4383	0.02128
W11	Dead	Top	-0.7587	0.7587	0.03683
W11	Dead	Bottom	-1.6137	1.6137	0.07833
W11	Live	Top	-0.1159	0.1159	0.00563
W11	Live	Bottom	-0.1159	0.1159	0.00563
W12	Dead	Top	-2.1961	2.1961	0.10661
W12	Dead	Bottom	-4.6756	4.6756	0.22697
W12	Live	Top	-0.3265	0.3265	0.01585
W12	Live	Bottom	-0.3265	0.3265	0.01585

B=	0.5
x=	0.36
h=	0.72

Anexo 10. Hoja de cálculo de zapatas con EMS – caso 1, vivienda 3

CASO 1						
INGRESAR DATOS:						
PCM=	7.4905	b=	0.3			
PCV=	1.421	l=	0.25			
PCSX=	0.0933					
PCSY=	2.4512					
MCMX=	0.0058					
MCVX=	0.0008					
MCSX=	0.0083					
MCMY=	0.0046					
MCVY=	0.001					
MCSY=	0.0088					
esfuerzo=	11.4	ton/m ²				
f _c =	210					
1) Determinamos el Área de la zapata:						
AZ=	0.933709795					
ec.cuadr.						
Am ² +Bm+C	A	B	C			
	4	1.1	0.858709795			
m1	0.345804975					
m1	0.55					
m2	-0.62					
CASO 1:				FZ	MX	MY
				tonf	tonf-m	tonf-m
		C10	Dead	-7.4905	0.0058	0.0046
B	1.4	C10	Live	-1.4211	0.0008	0.001
L	1.4	C10	S_EST_X	0.0314	-0.0019	0.12
2) Verificación de excentricidades:		C10	S_EST_Y	-1.3064	0.1329	-0.0057
		C10	S_DIN_X	0.0933	0.0083	0.0817
ex	0.0007	C10	S_DIN_Y	2.4512	0.2553	0.0088
	0.0007 OK					
ey	0.0006					
	0.0006 OK					
3) Chequeo de presiones del terreno:						
Q1=	4.914361334	CHEQUEO	Q1=	OK		
Q2=	4.983682216		Q2=	OK		
Q3=	6.27801148		Q3=	OK		
4) Amplificaciones de carga						
Qu1=	7.61726					
Qu2=	6.22960	mayor.esf	7.84751			
Qu3=	7.84751					
5) DISEÑO POR PUNZONAMIENTO						
Iniciaremos tomando: h zap =				0.6		
d =				0.5		
ZAPATA 1 :						
Perímetro Crítico: p _o =	3.1					
Área Crítica: A _o =	0.6					
A zapata=	1.96					
Cortante último de diseño Vu:	7.84751					
Vu=	10.67261952	menor que	202.3793219			

(continúa)

Anexo 10 (continuación)

6) DISEÑO POR CORTE			
Vu=	0.549326004	Cortante resistente ϕVC :	
Vc=	45.69855657	mayor que	0.549326004
ENTONCES			
H=	0.6		
d=	0.5		
Vc=		Vu=	
45.69855657	mayor que	0.549326004	
8) DISEÑO POR FLEXION:			
ACERO MINIMO			
AS min =	12.6		
Calculo de la cantidad de acero superior:			
d=	0.5	50	
Mu=	1.661711164		
a=	0.15	cm	
As=	0.880515293	cm ²	
Separación máxima de varillas: 30 cm (recomendación)			
Acero superior longitudinal:			
Si ϕ 3/8"	7.889	m	
Si ϕ 1/2"	14.111	m	
Si ϕ 5/8"	22.111	m	1/2"
Si ϕ 3/4"	31.556	m	12.5 cm
Si ϕ 1"	56.333	m	
<div style="border: 1px solid red; padding: 5px; width: fit-content;"> ϕ 1" \rightarrow As = 5.07 cm² ϕ 3/4" \rightarrow As = 2.84 cm² ϕ 5/8" \rightarrow As = 1.99 cm² ϕ 1/2" \rightarrow As = 1.27 cm² ϕ 3/8" \rightarrow As = 0.71 cm² </div>			

Anexo 11. Hoja de cálculo de zapatas con EMS – caso 2, vivienda 3

CASO 2						
INGRESAR DATOS:						
PCM=	6.6148	b=	0.3			
PCV=	1.2296	l=	0.25			
PCSX=	2.1867					
PCSY=	0.3026					
MCMX=	0.0094	b				
MCVX=	0.002					
MCSX=	0.0375					
MCMY=	0.0019					
MCVY=	0.0002					
MCSY=	0.0058					
esfuerzo=	11.4	ton/m ²				
f _c =	210					
1) Determinamos el Área de la zapata:						
AZ=	0.821903508					
ec.cuadr.						
Am ² +Bm+C	A	B	C			
	2	0.8	0.746903508			
m1	0.443002141			FZ	MX	MY
				tonf	tonf-m	tonf-m
m1	0.70		C14	Dead	-6.6148	-0.0094
m2	-0.84		C14	Live	-1.2296	-0.0002
CASO 1:			C14	S_EST_X	-3.2975	0.0002
B	0.95		C14	S_EST_Y	0.1889	0.1946
L	1.70		C14	S_DIN_X	2.1867	0.0375
2) Verificación de excentricidades:						
			C14	S_DIN_Y	0.3026	0.3693
ex	0.0015					
	0.0015	OK				
ey	0.0003					
	0.0003	OK				
3) Chequeo de presiones del terreno:						
e/2=	0.35					
MCMX =	2.32458					
MCVX =	0.43236					
MCSX =	0.802845					
Q1=	11.25471804	CHEQUEO	Q1=	OK		
Q2=	14.46479425		Q2=	OK		
Q3=	11.47882118		Q3=	OK		
4) Amplificaciones de carga						
Qu1=	17.44481					
Qu2=	18.08099	mayor.esf	18.08099			
Qu3=	14.34853					
5) DISEÑO POR PUNZONAMIENTO						
Iniciaremos tomando: h zap =			0.6			
d =			0.5			

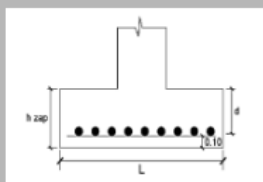
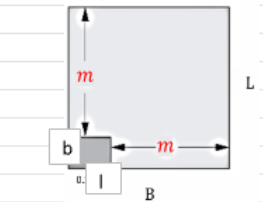
(continúa)

Anexo 11 (continuación)

ZAPATA 1 :					
Perímetro Crítico: $p_o =$	1.8				
Área Crítica: $A_o =$	0.4				
A zapata=	1.615				
Cortante último de diseño $V_u:$	18.08099				
$V_u =$	21.96840627	menor que	117.510574		
6) DISEÑO POR CORTE					
$V_u =$	3.435388635	Cortante resistente $\phi V_c:$			
$V_c =$	31.00973481	mayor que	3.435388635		
ENTONCES					
H=	0.6				
d=	0.5				
$V_c =$		$V_u =$			
31.00973481	mayor que	3.435388635			
8) DISEÑO POR FLEXION:					
ACERO MINIMO					
AS min =	8.55				
Calculo de la cantidad de acero superior:					
d=	0.5	50			
$M_u =$	4.208351078				
a=	0.55	cm			
As=	2.239057822	cm ²			
Separación máxima de varillas: 30 cm (recomendación)					
Acero superior longitudinal:					
Si ϕ 3/8"	7.889	m			<div style="border: 1px solid red; padding: 5px;"> ϕ 1" \rightarrow As = 5.07 cm² ϕ 3/4" \rightarrow As = 2.84 cm² ϕ 5/8" \rightarrow As = 1.99 cm² ϕ 1/2" \rightarrow As = 1.27 cm² ϕ 3/8" \rightarrow As = 0.71 cm² </div>
Si ϕ 1/2"	14.111	m			
Si ϕ 5/8"	22.111	m	1/2"		
Si ϕ 3/4"	31.556	m	12.5	cm	
Si ϕ 1"	56.333	m			

Anexo 12. Hoja de cálculo de zapatas con EMS – caso 3, vivienda 3

CASO 3									
INGRESAR DATOS:									
PCM=	4.6096	b=	0.25						
PCV=	0.4796	l=	0.25						
PCSX=	1.3616								
PCSY=	3.6377								
MCMX=	0.0093	b							
MCVX=	0.0046	l							
MCSX=	0.0156								
MCMY=	0.0004								
MCVY=	0.0001								
MCSY=	0.0275								
esfuerzo=	11.4	ton/m2							
f _c =	210								
1) Determinamos el Área de la zapata:									
AZ=	0.533225146								
ec.cuadr.									
Am ² +Bm+C	A	B	C				FZ	MX	MY
	1	0.5	0.470725146				tonf	tonf-m	tonf-m
m1	1.41	0.4802226685			C3	Dead	-4.6096	-0.0093	0.0004
m2	-0.98				C3	Live	-0.4796	-0.0046	-0.0001
					C3	S_EST_X	-1.818	-0.003	0.1064
					C3	S_EST_Y	1.935	0.0908	0.0105
CASO 1:					C3	S_DIN_X	1.3616	0.0156	0.0968
B	1.70				C3	S_DIN_Y	3.6377	0.1732	0.0275
L	1.70								
2) Verificación de excentricidades:									
ex	0.0027								
	0.0027	OK							
ey	0.0001								
	0.0001	OK							
3) Chequeo de presiones del terreno:									
e/2=	0.725								
MCMX =	3.35126		MCMY =	3.34236					
MCVX =	0.35231		MCVY =	0.34781					
MCSX =	1.00276		MCSY =	1.01466					
Q1=	10.92264462	CHEQUEO	Q1=	OK					
Q2=	12.65374252		Q2=	OK					
Q3=	13.51492159		Q3=	OK					
4) Amplificaciones de carga									
Qu1=	16.93010								
Qu2=	15.81718	mayor.esf	16.93010						
Qu3=	16.89365								
5) DISEÑO POR PUNZONAMIENTO									
Iniciaremos tomando: h zap =	0.6								
	d =	0.5							
ZAPATA 1 :									
Perímetro Crítico: p _o =	1								
Área Crítica: A _o =	0.25								
A zapata=	2.89								
Cortante último de diseño V _u :	16.93010								
V _u =	44.69546177	menor que	65.28365224						



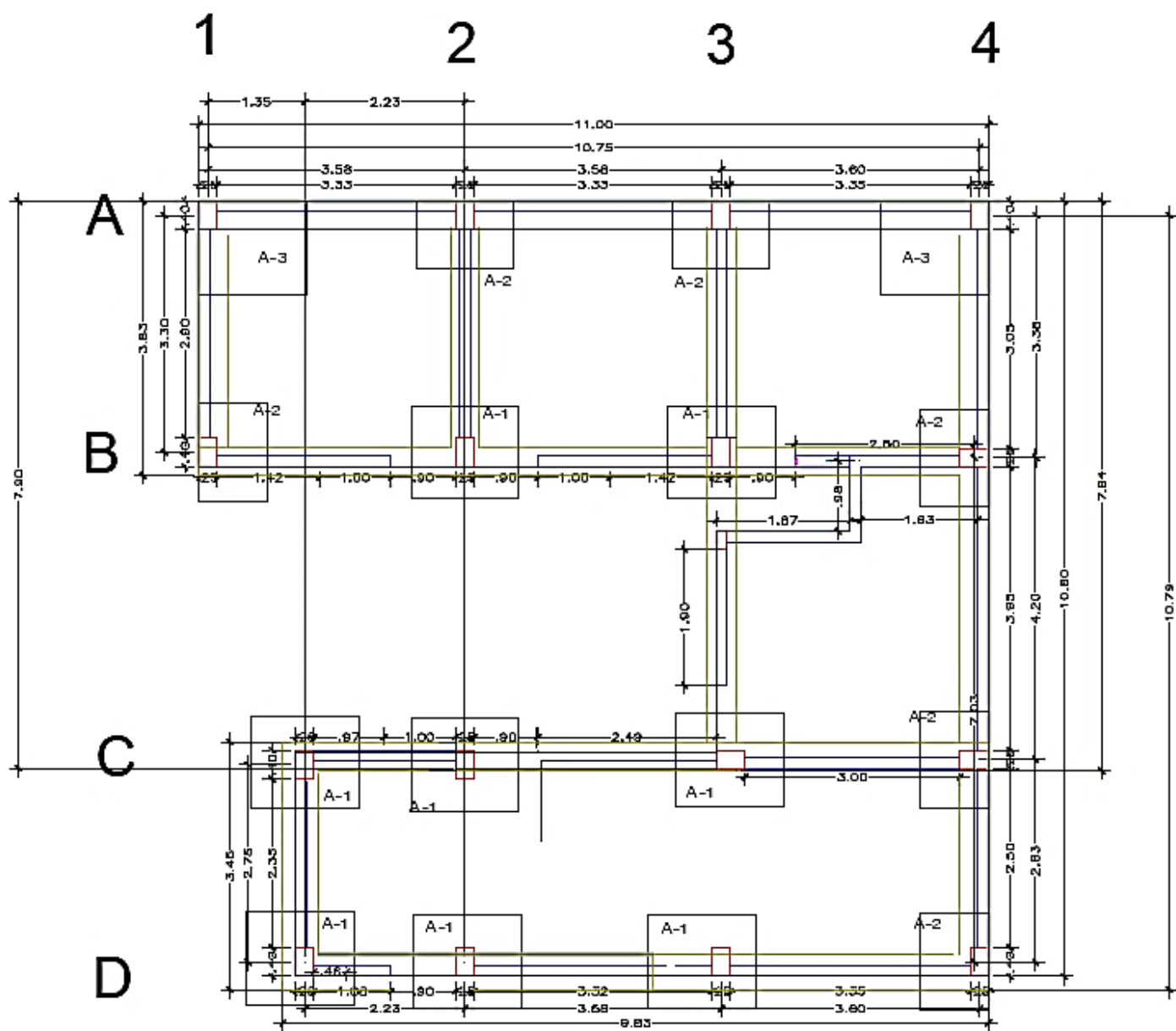
(continúa)

Anexo 12 (continuación)

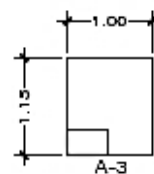
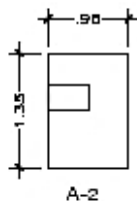
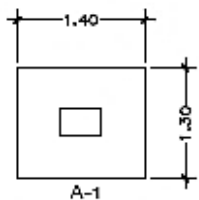
6) DISEÑO POR CORTE			
Vu=	26.24842573	Cortante resistente ØVC:	
Vc=	55.49110441	mayor que	26.24842573
ENTONCES			
H=	0.6		
d=	0.5		
Vc=		Vu=	
55.49110441	mayor que	26.24842573	
8) DISEÑO POR FLEXION:			
ACERO MINIMO			
AS min =	15.3		
Calculo de la cantidad de acero superior:			
d=	0.5	50	
Mu=	28.69114107		
a=	2.15	cm	
As=	15.513608	cm ²	
Separación máxima de varillas: 30 cm (recomendación)			
Acero superior longitudinal:			
Si Ø 3/8"	7.889	m	
Si Ø 1/2"	14.111	m	
Si Ø 5/8"	22.111	m	1/2"
Si Ø 3/4"	31.556	m	12.5 cm
Si Ø 1"	56.333	m	

Ø 1" → As = 5.07 cm²
 Ø 3/4" → As = 2.84 cm²
 Ø 5/8" → As = 1.99 cm²
 Ø 1/2" → As = 1.27 cm²
 Ø 3/8" → As = 0.71 cm²

Anexo 14. Plano de cimentaciones – vivienda 1, con EMS



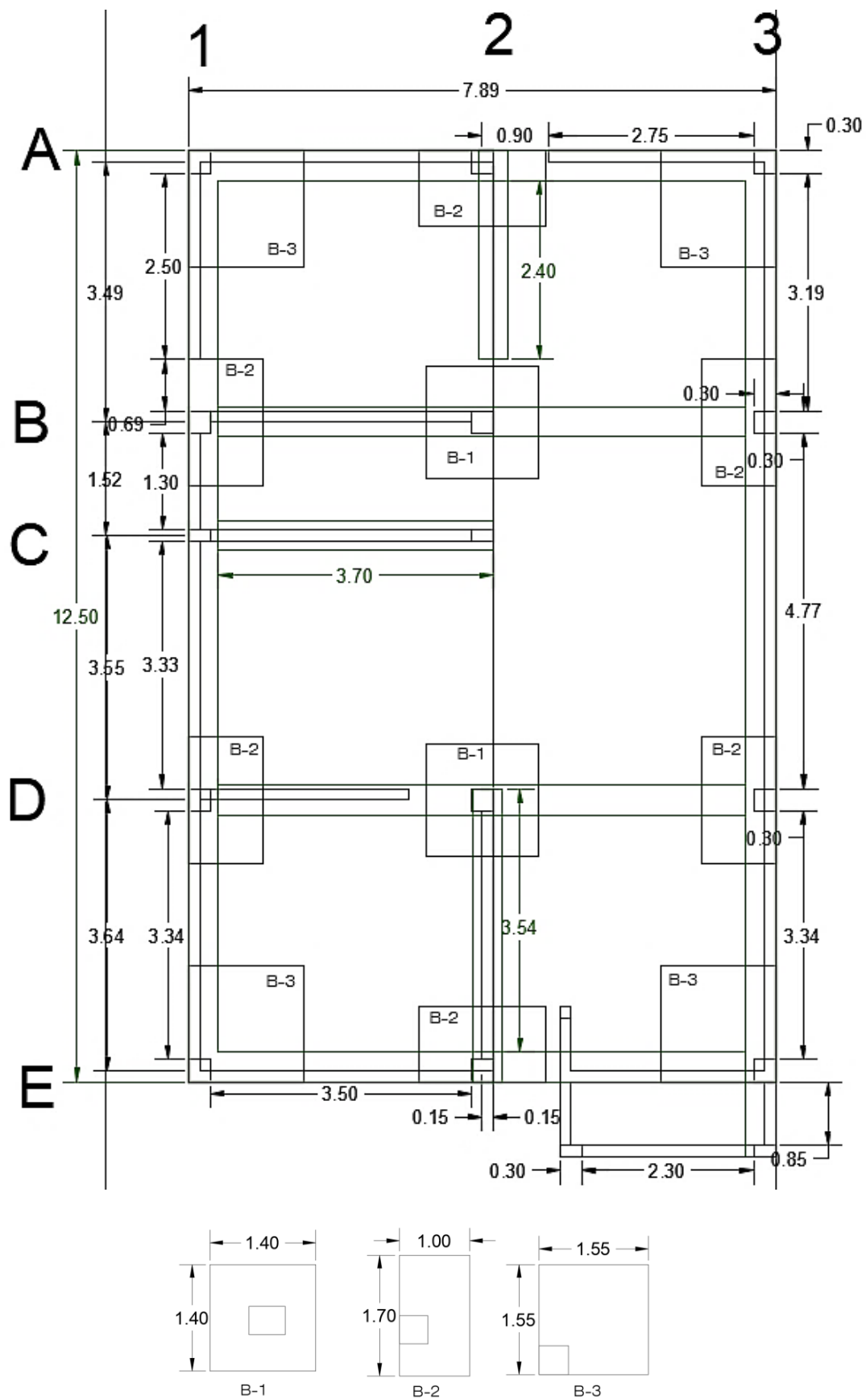
PLANTA DE ESTRUCTURAS - PRIMER NIVEL
 ESCALA 1:50



Anexo 15. Planilla de metrados – vivienda 1, con EMS

ITEM	DESCRIPCIÓN	N° de veces	DIMENSIONES			METRADO		Und.
			Largo	Ancho	Altura	Parcial	Total	Med.
01.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
01.01	EXCAVACIÓN ZAPATAS						36.83	m3
	A-1	8	1.40	1.30	1.50	21.84		
	A-2	6	1.35	0.95	1.50	11.54		
	A-3	2	1.15	1.00	1.50	3.45		
01.02.	EXCAVACIÓN DE CIMENTOS						26.20	m3
01.03.	RELLENO						18.36	m3
	Zapata 1 - Col 0.25X0.40 M	8	0.08	1.09	0.18	11.01		
	Zapata 2 - Col 0.25X0.40 M	6	0.08	0.77	0.13	5.68		
	Zapata 3 - Col 0.25X0.40 M	2	0.08	0.69	0.12	1.68		
02.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE							
02.01	CIMENTO CORRIDO						26.20	m3
2.01.01	CIMENTO CORRIDO : CONCRETO CICLOPEO 1:10 + 30% PG CEMENTO IP							
	Eje 1-1	1	3.83	0.50	0.80	1.53		
	Eje 2-2	1	3.83	0.50	0.80	1.53		
	Eje 3-3	1	7.94	0.50	0.80	3.18		
	Eje 4-4	1	10.79	0.50	0.80	4.32		
	Entre los Ejes 1-2	1	3.45	0.50	0.80	1.38		
	Eje A-A	1	9.00	0.50	0.80	3.60		
	Eje B-B	1	9.00	0.50	0.80	3.60		
	Eje C-C	1	8.83	0.50	0.80	3.53		
	Eje D-D	1	8.83	0.50	0.80	3.53		
02.02	SOLADOS							
2.02.01	SOLADOS CONCRETO $f_c=100 \text{ kg/cm}^2$ $h=2"$						24.56	m2
	A-1	8	1.40	1.30		14.56		
	A-2	6	1.35	0.95		7.70		
	A-3	2	1.15	1.00		2.30		
03.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
3.01	ZAPATAS							
03.01.01	CONCRETO $FC= 210 \text{ KG/CM}^2$ EN ZAPATAS CMTO IP						14.73	m3
	A-1	8	1.40	1.30	0.60	8.74		
	A-2	6	1.35	0.95	0.60	4.62		
	A-3	2	1.15	1.00	0.60	1.38		
03.01.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRAD ZAPATAS						47.64	m2
	A-1	8	1.40	1.30	0.60	25.92		
	A-2	6	1.35	0.95	0.60	16.56		
	A-3	2	1.15	1.00	0.60	5.16		
03.01.01	ACERO CORRUGADO $FY=4200 \text{ KG/CM}^2$						585.94	kg

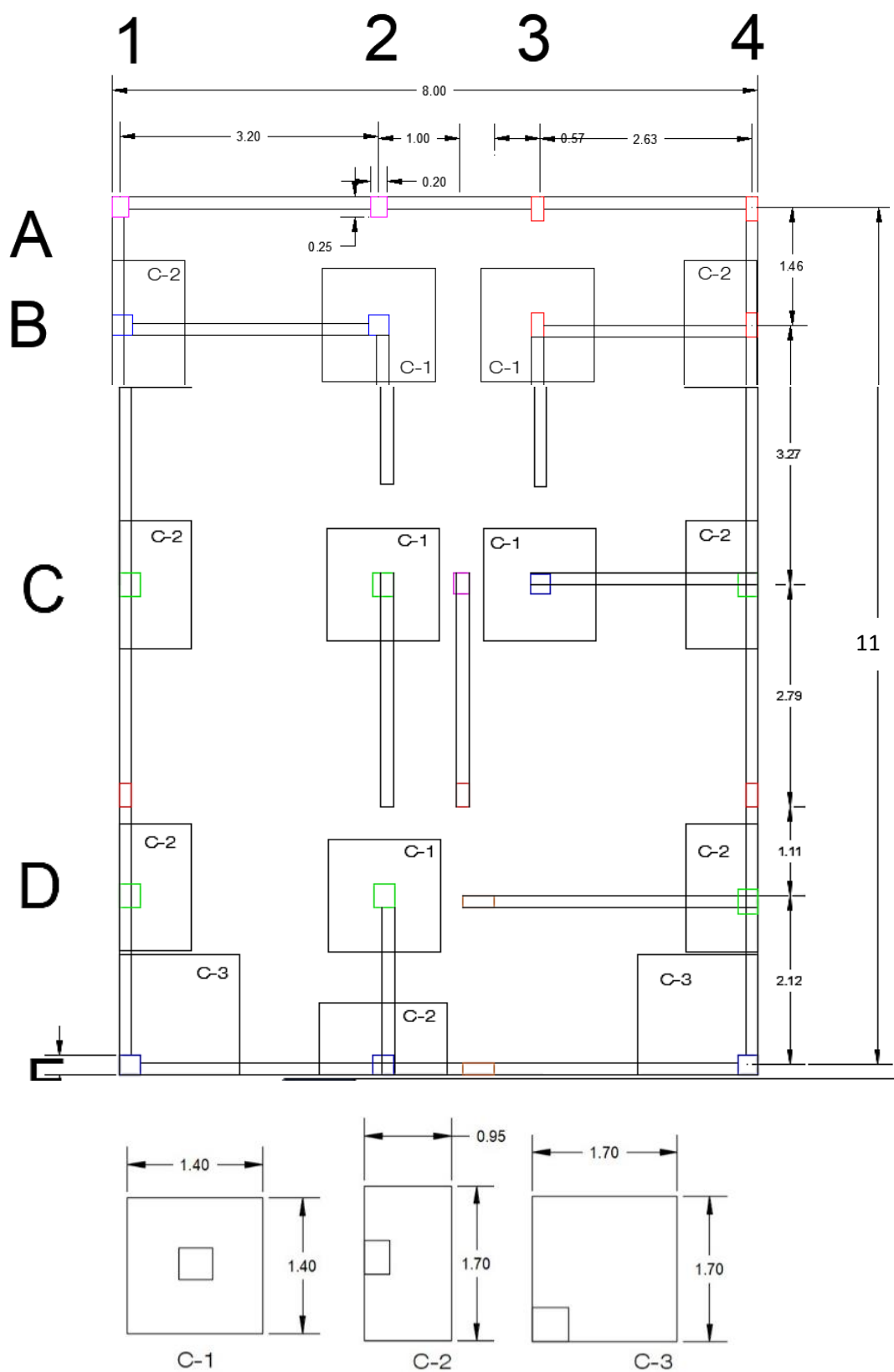
Anexo 16. Plano de cimentaciones – vivienda 2, con EMS



Anexo 17. Planilla de metrados – vivienda 2, con EMS

ITEM	DESCRIPCIÓN	N° de veces	DIMENSIONES			METRADO		Und. Med.
			Largo	Ancho	Altura	Parcial	Total	
01.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
01.01	EXCAVACIÓN ZAPATAS						35.60	m3
	B-1	2	1.40	1.40	1.50	5.88		
	B-2	6	1.70	1.00	1.50	15.30		
	B-3	4	1.55	1.55	1.50	14.42		
01.02	EXCAVACIÓN DE CIMIENTOS						25.28	m3
01.03.	RELLENO						18.12	m3
	Zapata 1 - Col 0.30X0.30 M	2	0.07	1.18	0.20	2.99		
	Zapata 2 - Col 0.30X0.30 M	6	0.07	1.02	0.17	7.73		
	Zapata 3 - Col 0.30X0.30 M	4	0.07	1.44	0.24	7.40		
02.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE							
02.01.	CIMIENTO CORRIDO						25.28	m3
02.01.01	CIMIENTO CORRIDO : CONCRETO CICLOPEO 1:10 + 30% PG CEMENTO IP							
	Eje 1-1	1	12.50	0.50	0.80	5.00		
	Eje 2-2	1	5.94	0.50	0.80	2.38		
	Eje 3-3	1	13.50	0.50	0.80	5.40		
	Eje A-A	1	6.89	0.50	0.80	2.76		
	Eje B-B	1	6.89	0.50	0.80	2.76		
	Eje C-C	1	3.70	0.50	0.80	1.48		
	Eje D-D	1	6.89	0.50	0.80	2.76		
	Eje E-E	1	6.89	0.50	0.80	2.76		
02.02	SOLADOS							
2.02.01	SOLADOS CONCRETO f_c=100 kg/cm² h=2"						23.73	m2
	B-1	2	1.40	1.40		3.92		
	B-2	6	1.70	1.00		10.20		
	B-3	4	1.55	1.55		9.61		
0.3.	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
0.3.	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
03.01.	ZAPATAS							
03.01.01	CONCRETO F_C= 210 KG/CM² EN ZAPATAS CMT0 IP						14.24	m3
	B-1	2	1.40	1.40	0.60	2.35		
	B-2	6	1.70	1.00	0.60	6.12		
	B-3	4	1.55	1.55	0.60	5.77		
03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRAD ZAPATAS						41.04	m2
	B-1	2	1.40	1.40	0.60	6.72		
	B-2	6	1.70	1.00	0.60	19.44		
	B-3	4	1.55	1.55	0.60	14.88		
03.01.03	ACERO CORRUGADO FY=4200 KG/CM²						628.01	kg

Anexo 18. Plano de cimentaciones – vivienda 3, con EMS



Anexo 19. Planilla de metrados – vivienda 3, con EMS

ITEM	DESCRIPCIÓN	N° de veces	DIMENSIONES			METRADO		Und. Med.
			Largo	Ancho	Altura	Parcial	Total	
01.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
01.01.	EXCAVACIÓN ZAPATAS						40.33	m3
	C-1	5	1.40	1.40	1.50	14.70		
	C-2	7	1.70	0.95	1.50	16.96		
	C-3	2	1.70	1.70	1.50	8.67		
01.02.	EXCAVACIÓN DE CIMIENTOS						29.60	m3
01.03.	RELLENO						20.69	m3
	Zapata 1 - Col 0.30X0.25 M	5	0.06	1.18	0.20	7.54		
	Zapata 2 - Col 0.30X0.25 M	7	0.06	0.97	0.16	8.62		
	Zapata 3 - Col 0.25X0.25 M	2	0.05	1.73	0.29	4.52		
02.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE							
02.01.	CIMIENTO CORRIDO							
02.01.01.	CIMIENTO CORRIDO : CONCRETO CICLOPEO 1:10 + 30% PG CEMENTO IP						29.60	m3
	Eje 1-1	1	8.50	0.50	0.80	3.40		
	Eje 2-2	1	8.50	0.50	0.80	3.40		
	Eje 3-3	1	8.50	0.50	0.80	3.40		
	Eje 4-4	1	8.50	0.50	0.80	3.40		
	Eje A-A	1	8.00	0.50	0.80	3.20		
	Eje B-B	1	8.00	0.50	0.80	3.20		
	Eje C-C	1	8.00	0.50	0.80	3.20		
	Eje D-D	1	8.00	0.50	0.80	3.20		
	Eje E-E	1	8.00	0.50	0.80	3.20		
02.02	SOLADOS							
2.02.01	SOLADOS CONCRETO $f_c=100$ kg/cm² h=2"						26.89	m2
	C-1	5	1.40	1.40		9.80		
	C-2	7	1.70	0.95		11.31		
	C-3	2	1.70	1.70		5.78		
03.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
03.01.	ZAPATAS							
03.01.01.	CONCRETO $F_c= 210$ KG/CM2 EN ZAPATAS CMTO IP						16.13	m3
	C-1	5	1.40	1.40	0.60	5.88		
	C-2	7	1.70	0.95	0.60	6.78		
	C-3	2	1.70	1.70	0.60	3.47		
03.01.02.	ENCOFRADO Y DESENCOFRAD ZAPATAS						47.22	m2
	C-1	5	1.40	1.40	0.60	16.80		
	C-2	7	1.70	0.95	0.60	22.26		
	C-3	2	1.70	1.70	0.60	8.16		
03.01.03.	ACERO CORRUGADO $F_y=4200$ KG/CM2						634.14	kg

Anexo 20. Hoja de metrados de acero de las viviendas 1,2 y 3 proyectadas con estudio de suelos

ITEM	Descripción	Diseño del fierro	Ø	N° de modulo iguales	N° de elem. iguales	N° de pzas x elem.	Long. Por pieza	Longitud (m) por Ø					Peso kg		
								1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"		1"	
	VIVIENDA 1														
01.03.01.02	ACERO GRADO 60 EN ZAPATAS														585.94
	A-1													-	
	Longitudinal		1/2"	1	8	11	1.95	-	-	171.6	-	-	-	178.46	
	Transversal		1/2"	1	8	10	1.85	-	-	148.0	-	-	-	153.92	
	A-2													-	
	Longitudinal		1/2"	1	6	11	1.90	-	-	125.4	-	-	-	130.42	
	Transversal		1/2"	1	6	7	1.50	-	-	63.0	-	-	-	65.52	
	A-3													-	
	Longitudinal		1/2"	1	2	9	1.70	-	-	30.6	-	-	-	31.82	
	Transversal		1/2"	1	2	8	1.55	-	-	24.8	-	-	-	25.79	
	VIVIENDA 2														
01.03.01.02	ACERO GRADO 60 EN ZAPATAS														628.01
	B-1													-	
	Longitudinal		1/2"	1	2	11	1.95	-	-	42.9	-	-	-	44.62	
	Transversal		1/2"	1	2	11	1.95	-	-	42.9	-	-	-	44.62	
	B-2													-	
	Longitudinal		1/2"	1	6	13	2.25	-	-	175.5	-	-	-	182.52	
	Transversal		1/2"	1	6	8	1.55	-	-	74.4	-	-	-	77.38	
	B-3													-	
	Longitudinal		5/8"	1	4	10	2.10	-	-	-	84.0	-	-	139.44	
	Transversal		5/8"	1	4	10	2.10	-	-	-	84.0	-	-	139.44	
	VIVIENDA 3														
01.03.01.02	ACERO GRADO 60 EN ZAPATAS														634.14
	C-1													-	
	Longitudinal		1/2"	1	5	11	1.95	-	-	107.3	-	-	-	111.54	
	Transversal		1/2"	1	5	11	1.95	-	-	107.3	-	-	-	111.54	
	C-2													-	
	Longitudinal		1/2"	1	7	13	2.25	-	-	204.8	-	-	-	212.94	
	Transversal		1/2"	1	7	7	1.50	-	-	73.5	-	-	-	76.44	
	C-3													-	
	Longitudinal		1/2"	1	2	13	2.25	-	-	58.5	-	-	-	60.84	
	Transversal		1/2"	1	2	13	2.25	-	-	58.5	-	-	-	60.84	

Anexo 21. Hoja de APU de vivienda con EMS

Partida	01.01	EXCAVACION DE ZAPATAS						
Rendimiento	m3/día	3.5000	EQ.	3.5000		Costo unitario directo por		42.53
Código	Descripción Recurso		Unidad		Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra							
	CAPATAZ		hh		0.1000	0.2286	23.90	5.46
	PEON		hh		1.0000	2.2857	15.33	35.04
								40.50
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO			5.0000	40.50	2.03
								2.03
Partida	01.02	EXCAVACION PARA CIMIENTOS HASTA 2.00 m TERRENO NORMAL						
Rendimiento	m3/día	2.5000	EQ.	2.5000		Costo unitario directo por		46.50
Código	Descripción Recurso		Unidad		Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra							
	PEON		hh		1.0000	3.2000	13.84	44.29
								44.29
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO			5.0000	44.29	2.21
								2.21
Partida	01.03	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO						
Rendimiento	m3/día	5.0000	EQ.	5.0000		Costo unitario directo por		121.24
Código	Descripción Recurso		Unidad		Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra							
	PEON		hh		2.0000	3.2000	13.84	44.29
	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO		hh		1.0000	1.6000	18.98	30.37
								74.66
	Materiales							
	AGUA		m3			0.1200	5.00	0.60
								0.60
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO			3.0000	74.66	2.24
	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP		hm		1.0000	1.6000	27.34	43.74
								45.98

(continúa)

Anexo 21 (continuación)

Partida	02.02.01	SOLADOS CONCRETO f'c=100 kg/cm2 h=2"						
Rendimiento	m2/día	60.0000	EQ.	60.0000		Costo unitario directo por	38.42	
Código	Descripción Recurso		Unidad		Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra							
	CAPATAZ		hh		0.0998	0.0133	23.90	0.32
	OPERARIO		hh		2.0003	0.267	21.01	5.60
	OFICIAL		hh		1.0000	0.1333	17.03	2.27
	PEON		hh		6.0000	0.8000	15.33	12.26
	OPERADOR DE EQUIPO MEDIANO		hh		1.0000	0.1333	21.91	2.92
								23.38
	Materiales							
	HORMIGON		m3			0.1230	39.58	4.87
	AGUA		m3			0.0120	8.60	0.10
	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5		bol			0.3600	19.16	6.90
	MADERA TORNILLO HABILITADO -		p2			0.0600	6.55	0.39
								12.26
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO			5.0000	23.38	1.17
	MEZCLADORA CONCRETO TAMBO		hm		1.0000	0.1333	12.09	1.61
								2.78
Partida	02.01.01	CIMIENTOS CORRIDOS MEZCLA 1:10 CEMENTO-HORMIGON 30% PIEDR						
Rendimiento	m3/día	25.0000	EQ.	25.0000		Costo unitario directo por	178.05	
Código	Descripción Recurso		Unidad		Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra							
	CAPATAZ		hh		0.1000	0.0320	23.90	0.76
	OPERARIO		hh		1.0000	0.3200	21.01	6.72
	OFICIAL		hh		1.0000	0.3200	17.03	5.45
	PEON		hh		8.0000	2.5600	15.33	39.24
	OPERADOR DE EQUIPO MEDIANO		hh		1.0000	0.3200	21.91	7.01
								59.19
	Materiales							
	PIEDRA GRANDE DE 8"		m3			0.4800	49.05	23.54
	HORMIGON		m3			0.8300	39.58	32.85
	AGUA		und			0.1000	8.60	0.86
	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5		bol			2.9000	19.16	55.56
	MADERA TORNILLO HABILITADO -		p2			0.0600	6.55	0.39
								113.21
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO			3.0000	59.19	1.78
	MEZCLADORA CONCRETO TAMBO		hm		1.0000	0.3200	12.09	3.87
								5.64

(continúa)

Anexo 21 (continuación)

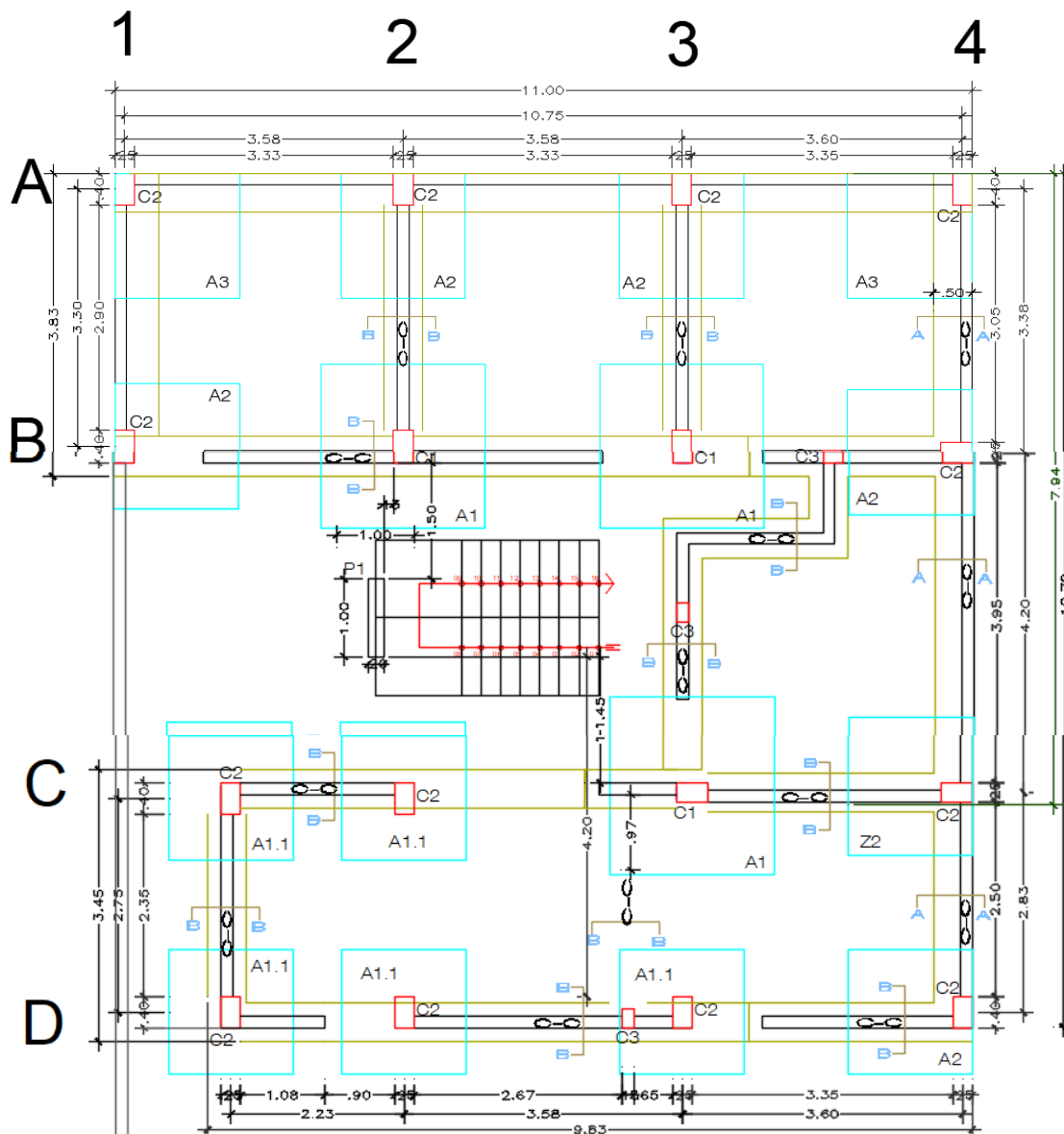
Partida	03.01.01	ZAPATAS CONCRETO F'C= 210 KG/CM2						
Rendimiento	m3/día	20.0000	EQ.	20.0000		Costo unitario directo po	347.75	
Código	Descripción Recurso		Unidad		Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra							
	CAPATAZ		hh		0.2000	0.0800	23.90	1.91
	OPERARIO		hh		2.0000	0.8000	21.01	16.81
	OFICIAL		hh		2.0000	0.8000	17.03	13.62
	PEON		hh		8.0000	3.2000	15.33	49.06
	OPERADOR DE EQUIPO MEDIANO		hh		2.0000	0.8000	21.91	17.53
								98.93
	Materiales							
	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"		m3			0.8000	49.98	39.98
	ARENA GRUESA		m3			0.5000	41.23	20.62
	AGUA		m3			0.1800	8.60	1.55
	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42		bol			9.2000	19.16	176.27
								238.42
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO			3.0000	98.93	2.97
	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1		hm		1.0000	0.4000	6.50	2.60
	MEZCLADORA DE CONCRETO TAN		hm		1.0000	0.4000	12.09	4.84
								10.40
Partida	03.01.02	ZAPATAS ENCOFRADO Y DESENCOFRADO						
Rendimiento	m2/día	14.0000	EQ.	14.0000		Costo unitario directo po	56.15	
Código	Descripción Recurso		Unidad		Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra							
	CAPATAZ		hh		0.1000	0.0571	23.90	1.37
	OPERARIO		hh		1.0000	0.5714	21.01	12.01
	OFICIAL		hh		2.0000	1.1429	17.03	19.46
								32.83
	Materiales							
	ALAMBRE NEGRO N° 08		kg			0.1000	2.82	0.28
	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"		kg			0.2000	3.40	0.68
	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"		kg			0.1500	3.40	0.51
	MADERA TORNILLO		p2			4.0500	5.15	20.86
								22.33
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO			3.0000	32.83	0.99
								0.99

(continúa)

Anexo 22. Plano de cimentaciones – vivienda 1, sin EMS

		B	L	CASO 1	CASO 2	CASO 3	
DIMENSIONES	A-1	CASO 1:	2.10	2.1			
	A-2	CASO 2:	1.60	1.60			
	A-3	CASO 3:	1.60	1.60			
	B-1	CASO 1:	1.20	1.2			
	B-2	CASO 2:	1.20	1.20			
	B-3	CASO 3:	1.20	1.20			
	C-1	CASO 1:	1.20	1.2			
	C-2	CASO 2:	0.90	1.20			
	C-3	CASO 3:					

VIVIENDA 01



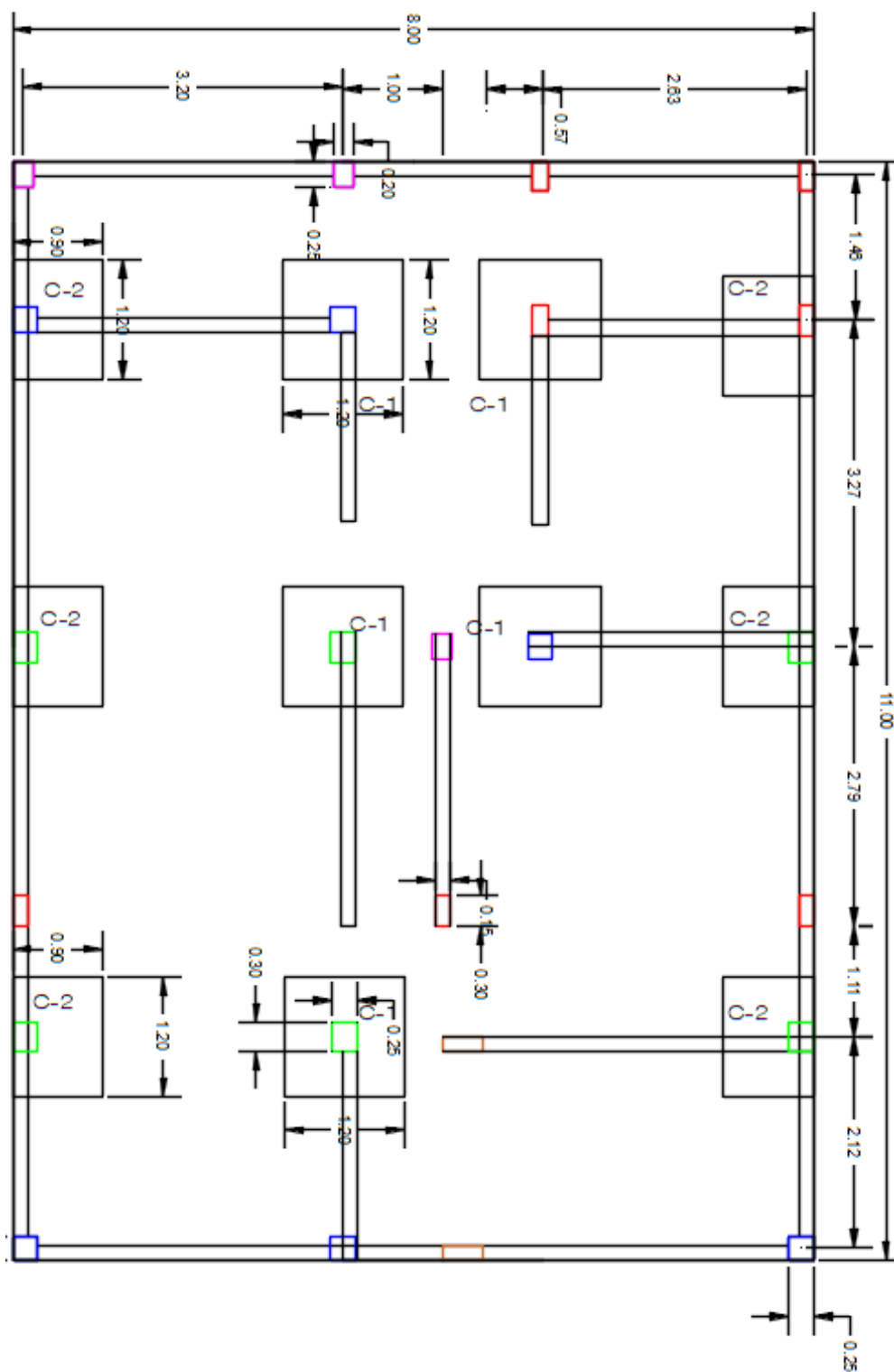
PLANTA DE CIMENTACIÓN

ESCALA 1:50

Anexo 23. Planilla de metrados – vivienda 1, sin EMS

ITEM	DESCRIPCIÓN	N° de veces	DIMENSIONES			METRADO		Und. Med.
			Largo	Ancho	Altura	Parcial	Total	
01.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
01.01	EXCAVACIÓN ZAPATAS						69.77	m3
	A-1	3	2.10	2.10	1.50	19.85		
	A1.1 y A-2	11	1.60	1.60	1.50	42.24		
	A-3	2	1.60	1.60	1.50	7.68		
01.02	EXCAVACIÓN DE CIMIENTOS						26.20	m3
01.03	RELLENO						35.93	m3
	Zapata 1 - Col 0.25X0.40 M	3	0.08	2.65	0.44	10.34		
	Zapata 2 - Col 0.25X0.40 M	11	0.08	1.54	0.26	21.65		
	Zapata 3 - Col 0.25X0.40 M	2	0.08	1.54	0.26	3.94		
02.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE							
02.01	CIMENTO CORRIDO						26.20	m3
2.01.01	CIMENTO CORRIDO : CONCRETO CICLOPEO 1:10 + 30% PG CEMENTO IP							
	Eje 1-1	1	3.83	0.50	0.80	1.53		
	Eje 2-2	1	3.83	0.50	0.80	1.53		
	Eje 3-3	1	7.94	0.50	0.80	3.18		
	Eje 4-4	1	10.79	0.50	0.80	4.32		
	Entre los Ejes 1-2	1	3.45	0.50	0.80	1.38		
	Eje A-A	1	9.00	0.50	0.80	3.60		
	Eje B-B	1	9.00	0.50	0.80	3.60		
	Eje C-C	1	8.83	0.50	0.80	3.53		
	Eje D-D	1	8.83	0.50	0.80	3.53		
02.02	SOLADOS							
2.02.01	SOLADOS CONCRETO f'c=100 kg/cm2 h=2"						46.51	m2
	A-1	3	2.10	2.10		13.23		
	A-2	11	1.60	1.60		28.16		
	A-3	2	1.60	1.60		5.12		
03.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
3.01	ZAPATAS							
03.01.0	CONCRETO FC= 210 KG/CM2 EN ZAPATAS CMTO IP						27.91	m3
	A-1	3	2.10	2.10	0.60	7.94		
	A1.1 y A-2	11	1.60	1.60	0.60	16.90		
	A-3	2	1.60	1.60	0.60	3.07		
03.01.0	ENCOFRADO Y DESENCOFRAD ZAPATAS						65.04	m2
	A-1	3	2.10	2.10	0.60	15.12		
	A1.1 y A-2	11	1.60	1.60	0.60	42.24		
	A-3	2	1.60	1.60	0.60	3.07		
03.01.0	ENCOFRADO Y DESENCOFRAD ZAPATAS						65.04	m2
	A-1	3	2.10	2.10	0.60	15.12		
	A1.1 y A-2	11	1.60	1.60	0.60	42.24		
	A-3	2	1.60	1.60	0.60	7.68		
03.01.0	ACERO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2						1,032.69	kg

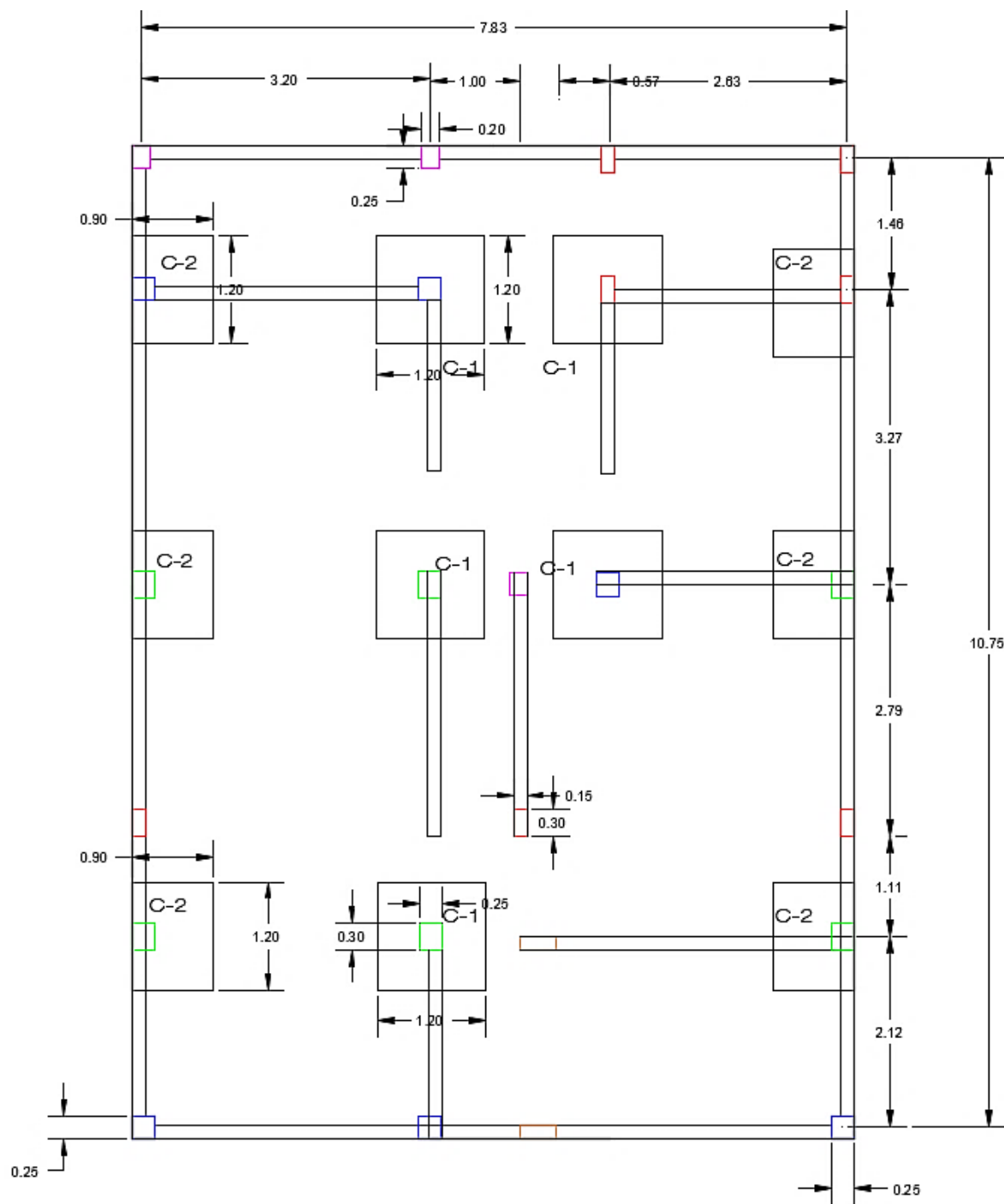
Anexo 24. Plano de cimentaciones – vivienda 2, sin EMS



Anexo 25. Planilla de metrados – vivienda 2, sin EMS

ITEM	DESCRIPCIÓN	N° de veces	DIMENSIONES			METRADO		Und.
			Largo	Ancho	Altura	Parcial	Total	Med.
01.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
01.01	EXCAVACIÓN ZAPATAS						25.92	m3
	B-1	2	1.20	1.20	1.50	4.32		
	B-2	6	1.20	1.20	1.50	12.96		
	B-3	4	1.20	1.20	1.50	8.64		
01.02	EXCAVACIÓN DE CIMENTOS						25.28	m3
01.03.	RELLENO						12.96	m3
	Zapata 1 - Col 0.30X0.30 M	2	0.07	0.86	0.14	2.16		
	Zapata 2 - Col 0.30X0.30 M	6	0.07	0.86	0.14	6.48		
	Zapata 3 - Col 0.30X0.30 M	4	0.07	0.86	0.14	4.32		
02.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE							
02.01.	CIMIENTO CORRIDO						25.28	m3
02.01.01	CIMIENTO CORRIDO : CONCRETO CICLOPEO 1:10 + 30% PG CEMENTO IP							
	Eje 1-1	1	12.50	0.50	0.80	5.00		
	Eje 2-2	1	5.94	0.50	0.80	2.38		
	Eje 3-3	1	13.50	0.50	0.80	5.40		
	Eje A-A	1	6.89	0.50	0.80	2.76		
	Eje B-B	1	6.89	0.50	0.80	2.76		
	Eje C-C	1	3.70	0.50	0.80	1.48		
	Eje D-D	1	6.89	0.50	0.80	2.76		
	Eje E-E	1	6.89	0.50	0.80	2.76		
02.02	SOLADOS							
2.02.01	SOLADOS CONCRETO $f_c=100$ kg/cm² h=2"						17.28	m2
	B-1	2	1.20	1.20		2.88		
	B-2	6	1.20	1.20		8.64		
	B-3	4	1.20	1.20		5.76		
0.3.	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
03.01.	ZAPATAS							
03.01.01	CONCRETO $f_c= 210$ KG/CM2 EN ZAPATAS CMTO IP						10.37	m3
	B-1	2	1.20	1.20	0.60	1.73		
	B-2	6	1.20	1.20	0.60	5.18		
	B-3	4	1.20	1.20	0.60	3.46		
03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRAD ZAPATAS						8.64	m2
	B-1	2	1.20	1.20	0.60	2.88		
	B-2	6	1.20	1.20	0.60	2.88		
	B-3	4	1.20	1.20	0.60	2.88		
03.01.03	ACERO CORRUGADO $FY=4200$ KG/CM2						314.50	kg

Anexo 26. Plano de cimentaciones – vivienda 3, sin EMS



Anexo 27. Planilla de metrados – vivienda 3, SIN EMS

ITEM	DESCRIPCIÓN	N° de veces	DIMENSIONES			METRADO		Und. Med.
			Largo	Ancho	Altura	Parcial	Total	
01.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
01.01.	EXCAVACIÓN ZAPATAS						20.52	m3
	C-1	5	1.20	1.20	1.50	10.80		
	C-2	6	1.20	0.90	1.50	9.72		
	C-3				1.50			
01.02.	EXCAVACIÓN DE CIMIENTOS						29.60	m3
01.03.	RELLENO						10.28	m3
	Zapata 1 - Col 0.30X0.25 M	5	0.06	0.86	0.14	5.46		
	Zapata 2 - Col 0.30X0.25 M	6	0.06	0.65	0.11	4.82		
	Zapata 3 - Col 0.25X0.25 M		0.05	0.00	0.00	0.00		
02.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE							
02.01.	CIMIENTO CORRIDO							
02.01.01.	CIMIENTO CORRIDO : CONCRETO CICLOPEO 1:10 + 30% PG CEMENTO IP						29.60	m3
	Eje 1-1	1	8.50	0.50	0.80	3.40		
	Eje 2-2	1	8.50	0.50	0.80	3.40		
	Eje 3-3	1	8.50	0.50	0.80	3.40		
	Eje 4-4	1	8.50	0.50	0.80	3.40		
	Eje A-A	1	8.00	0.50	0.80	3.20		
	Eje B-B	1	8.00	0.50	0.80	3.20		
	Eje C-C	1	8.00	0.50	0.80	3.20		
	Eje D-D	1	8.00	0.50	0.80	3.20		
	Eje E-E	1	8.00	0.50	0.80	3.20		
02.02	SOLADOS							
2.02.01	SOLADOS CONCRETO f_c=100 kg/cm² h=2"						13.68	m²
	C-1	5	1.20	1.20		7.20		
	C-2	6	1.20	0.90		6.48		
	C-3							
03.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
03.01.	ZAPATAS							
03.01.0	CONCRETO F_c= 210 KG/CM² EN ZAPATAS CMTO IP						8.21	m³
	C-1	5	1.20	1.20	0.60	4.32		
	C-2	6	1.20	0.90	0.60	3.89		
	C-3							
03.01.0	ENCOFRADO Y DESENCOFRAD ZAPATAS						29.52	m²
	C-1	5	1.20	1.20	0.60	14.40		
	C-2	6	1.20	0.90	0.60	15.12		
	C-3							
03.01.0	ACERO CORRUGADO FY=4200 KG/CM²						219.96	kg

Anexo 28. Hoja de metrados de acero de vivienda sin EMS

PLANILLA DE METRADOS DE ACERO

ITEM	Descripción	Diseño del fierro	Ø	N° de modulo iguales	N° de elem. iguales	N° de pzas x elem.	Long. Por pieza	Longitud (m) por Ø					Peso kg	
								1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"		1"
	VIVIENDA 1							0.24	0.58	1.04	1.66	2.42	4.37	
01.03.01.02	ACERO GRADO 60 EN ZAPATAS													1,032.69
	A-1													-
	Longitudinal		5/8"	1	3	11	2.65	-	-	-	87.5	-	-	145.17
	Transversal		5/8"	1	3	11	2.65	-	-	-	87.5	-	-	145.17
	A1.1 y A-2													-
	Longitudinal		5/8"	1	11	8	2.15	-	-	-	189.2	-	-	314.07
	Transversal		5/8"	1	11	8	2.15	-	-	-	189.2	-	-	314.07
	A-3													-
	Longitudinal		5/8"	1	2	8	2.15	-	-	-	34.4	-	-	57.10
	Transversal		5/8"	1	2	8	2.15	-	-	-	34.4	-	-	57.10
	VIVIENDA 2													
01.03.01.02	ACERO GRADO 60 EN ZAPATAS													279.55
	B-1													
	Longitudinal		1/2"	1	2	6	1.75	-	-	21.0	-	-	-	21.84
	Transversal		1/2"	1	2	6	1.75	-	-	21.0	-	-	-	21.84
	B-2													
	Longitudinal		1/2"	1	6	6	1.75	-	-	63.0	-	-	-	65.52
	Transversal		1/2"	1	6	6	1.75	-	-	63.0	-	-	-	65.52
	B-3													
	Longitudinal		1/2"	1	4	6	2.10	-	-	50.4	-	-	-	52.42
	Transversal		1/2"	1	4	6	2.10	-	-	50.4	-	-	-	52.42
	VIVIENDA 3													
01.03.01.02	ACERO GRADO 60 EN ZAPATAS													219.96
	C-1													
	Longitudinal		1/2"	1	5	6	1.75	-	-	52.5	-	-	-	54.60
	Transversal		1/2"	1	5	6	1.75	-	-	52.5	-	-	-	54.60
	C-2													
	Longitudinal		1/2"	1	6	6	1.75	-	-	63.0	-	-	-	65.52
	Transversal		1/2"	1	6	5	1.45	-	-	43.5	-	-	-	45.24

Anexo 29. Plano de ubicación de las viviendas a analizar

