

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UPLA
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

ESTABILIZACIÓN CON MUROS DE MAMPOSTERÍA Y SU EFICIENCIA PARA LA PROTECCIÓN DE VIVIENDAS EN EL DISTRITO DE ATE, LIMA.

PRESENTADO POR:

BACH: ROJAS GUTIERREZ EDGAR

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

HUANCAYO – PERÚ

2019

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UPLA
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

ESTABILIZACIÓN CON MUROS DE MAMPOSTERÍA Y SU EFICIENCIA PARA LA PROTECCIÓN DE VIVIENDAS EN EL DISTRITO DE ATE, LIMA.

PRESENTADO POR:

BACH: ROJAS GUTIERREZ EDGAR

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

HUANCAYO – PERÚ

2019

HOJA DE CONFORMIDAD DE JURADOS

PRESIDENTE
DR. RUBEN DARIO TAPIA SILGUERA

ING. CARLOS ALBERTO GONZALES ROJAS
JURADO

ING. CHRISTIAN MALLAUPOMA REYES
JURADO

ING. DAYANA MARY MONTALVAN SALCEDO
JURADO

SECRETARIO DOCENTE
ING. LEONEL UNTIVEROS PEÑALOZA

DEDICATORIA.

“Dedicar el presente trabajo primeramente a Dios nuestro creador por darme la sabiduría y la oportunidad de seguir adelante y concretar mis metas en el ámbito profesional. A mi familia por su apoyo incondicional y por estar conmigo en todo momento”.

AGRADECIMIENTO

“Agradezco el apoyo incondicional a las personas y dirigentes de la asociación de viviendas; Los Hijos de Amauta de la zona 04 del distrito de Ate Vitarte por el apoyo en la realización de este trabajo y a los profesionales y personas que me brindaron su apoyo moral que sirvieron para seguir avanzando y culminar esta etapa de formación en la universidad”.

- A la Universidad Peruana Los Andes (UPLA) por haberme formado con valores y principios.
- A mis jurados designados por la Universidad Peruana los Andes, Facultad de Ingeniería, por el tiempo para su aprobación y revisión de este material.

AUTOR

INDICE

CARATULA.....	i
HOJA DE CONFORMIDAD DE JURADOS.....	iv
DEDICATORIA:.....	iv
AGRADECIMIENTO.....	v
RESUMEN.....	xi
ABSTRACT.....	xii
INTRODUCCIÓN.....	xiii
CAPITULO I.....	1
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.1. Formulación del problema de estudio	2
1.1.1. Problema general	2
1.1.2. Problemas específicos	2
1.2. Objetivos de la investigación.....	3
1.2.1. Objetivo general	3
1.2.2. Objetivos específicos	3
1.3. Justificación	4
1.3.1. Justificación práctica o social	4
1.3.2. Justificación metodológica.....	4
1.4. Delimitaciones	5
1.4.1. Espacial	5
1.4.2. Temporal.....	7
1.4.3. Económica	7
CAPITULO II.....	8
MARCO TEORICO.....	8
2.1. Antecedentes.....	8
2.1.1. Antecedentes internacionales	8
2.1.2. Antecedentes nacionales	12
2.2. Marco conceptual	15
2.2.1. Muros de contención	15
2.2.2. Geología y geomorfología de la zona.....	31

2.2.3. Sismicidad de la zona	35
2.2.4. Ensayos	38
CAPITULO III	45
METODOLOGÍA.....	45
3.1. Método de estudio	45
3.2. Tipo de estudio	45
3.3. Nivel de estudio	45
3.4. Diseño de estudio	45
3.5. Población.....	40
3.6. Muestra.....	46
3.7. Técnica e instrumentos de recolección de datos.....	46
3.8. Procesamiento y análisis de datos.....	46
CAPITULO IV.....	47
DESARROLLO DEL INFORME	47
4.1. Resultados.....	47
4.1.1.- Estudio topográfico.	47
4.1.2. Estudio de mecánica de suelos	53
4.1.3. Diseño de muros	66
4.1.4. Beneficio	114
4.2 Discusión	110
4.2.1. Estudio Topográfico.	116
4.2.2. Estudio de mecánica de suelos	117
4.2.3. Diseño de muros	120
4.2.4. Beneficio	122
CONCLUSIONES.....	123
RECOMENDACIONES.....	125
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	126
ANEXOS	128

INDICE DE FIGURAS

Figura N° 01: Ubicación del proyecto.....	6
Figura N° 02: Localización de la provincia	6
Figura N° 03: Ubicación de la carretera	7
Figura N° 04: Muro de gravedad.....	17
Figura N° 05: Muro de mampostería de piedra Braza y dentón, para riesgos de deslizamiento	24
Figura N° 06: Muros de semigravedad.....	23
Figura N° 07 Muros de voladizo.....	24
Figura N° 08 Muros contrafuertes.....	25
Figura N° 09 Muros bandeja.....	26
Figura N° 10 Muros cribas y prefabricados.....	28
Figura N° 11 Ubicación del proyecto avenida cisne.....	47
Figura N° 12 Coordenada de BM.....	51
Figura N° 13 Ubicación del punto BM 01.....	51
Figura N° 14 Ubicación del punto BM 02.....	51
Figura N° 15 Detalle de sección transversal.....	52
Figura N° 16 Nivelación para la cimentación.....	52
Figura N° 17: Ubicación de las calicatas.....	53
Figura N° 18 Calicata (C-1), muestra (M-1).....	54
Figura N° 19 Calicata (C-2) muestra (M-1).....	55
Figura N° 20 Calicata (c-3) muestra (M-1).....	55
Figura N° 21 Clasificación de roca.....	56
Figura N° 22 Resultado de análisis químico.....	61
Figura N° 23: Ensayo de carga puntual	59
Figura N° 24: Resultados de ensayo	66

Figura N° 25: Ubicación del empuje activo	65
Figura N° 26: Sección A-A para M-1	72
Figura N° 27: Momento de los pesos M-1	74
Figura N° 28: Ubicación del empuje activo	78
Figura N° 29: Sección A-A para M-2	79
Figura N° 30: Ubicación del empuje activo	84
Figura N° 31: Sección A-A para M-3	85
Figura N° 32: Ubicación del empuje activo	89
Figura N° 33: Sección A-4 para M-4	86
Figura N° 34 Calculo de asentamiento para M-4	92
Figura N° 35: Ubicación del empuje activo	94
Figura N° 36: Sección A-A para M-5	95
Figura N° 37: Ubicación del empuje activo	95
Figura N° 38: Sección A-A para M-6	100
Figura N° 39: Ubicación del empuje activo	104
Figura N° 40: Sección A-A para M-7	105
Figura N° 41: Ubicación del empuje activo	109
Figura N° 42: Sección A-A para M-8	106
Figura N° 43: Detalle de muro del pasaje 4	121

INDICE DE TABLAS

Tabla N° 01: Índice de calidad de las rocas RQD	40
Tabla N° 02: Índice de calidad de las rocas RQD	65
Tabla N° 03: Ensayo de carga puntual.....	62
Tabla N° 04: Puntaje según resistencia a la Compresión Simple (B)	63
Tabla N° 05: Puntaje según espaciamiento de discontinuidades del juego más importante	63
Tabla N° 06: Puntaje según las condiciones de discontinuidades (D).....	64
Tabla N° 07: Puntaje según las condiciones del agua subterránea (E)	64
Tabla N° 08: Corrección por la orientación de las discontinuidades.....	64
Tabla N° 09: Categoría de la Clasificación Geomecánica	58

RESUMEN

El presente informe técnico respondió al siguiente problema general: “¿Cuál es el resultado de la estabilización con muros de mampostería y su eficiencia para la protección de viviendas en el distrito de Ate, Lima?”, el objetivo general fue: “Determinar el resultado de la estabilización con muros de mampostería y su eficiencia para la protección de viviendas en el distrito de Ate, Lima”. El método de estudio de este informe fue: “el analítico – sintético”, el tipo de estudio fue: “la aplicación del nivel descriptivo y el diseño no experimental”. Por naturaleza de esta investigación se consideró la muestra: “similar a la población en este sentido, la muestra son los 152 metros lineales de muro de contención con mampostería de piedra, que varían entre 1.50m y 5.00m de altura incluyendo cimientos”. La conclusión fundamental de este informe fue: “el resultado de la estabilización del muro de mampostería, según los cálculos y análisis del diseño de la estructura son positivos, ya que; los parámetros de diseño han sido verificados correctamente y que garantizan la estabilidad y resistencia de las presiones laterales o empujes producidos por los rellenos del talud inferior de dicho acceso peatonal existente, para ello los estudios de geotecnia y sus respectivos diseños garantizan la eficiencia de los muros mejorando la calidad de vida de los habitantes de la zona”.

Palabras claves: estudio de suelos, estudio de topografía, muros de mampostería

ABSTRACT

This technical document had as a general problem: “¿What is the result of the stabilization with a masonry wall and its efficiency for the protection of houses in the district of Ate, Lima?”, and the general objective was: “To determine the result of the stabilization with masonry wall and its efficiency for the protection of houses in the district of Ate, Lima”. The study method of this report was “the analytical-synthetic”, the type of study was “the application of the descriptive level and the non-experimental design”. By nature of this research, the sample is considered similar to the population in this sense, “the sample is the 152 linear meters of retaining wall with stone masonry, which vary between 1.50 m and 5.00 m. high including foundations”. The fundamental conclusion of this report was that: “the result of the stabilization of the masonry wall, according to the calculations and analysis of the design of the structure, are positive, since; the design parameters have been correctly verified that guarantee the stability and resistance of the lateral pressures or thrusts produced by the fillings of the lower slope of said existing pedestrian access, for them the geotechnical studies and their respective designs guarantee the efficiency of the walls improving the quality of life of the inhabitants of the area”.

Key words: Soil study, topography study, masonry walls.

INTRODUCCIÓN

El presente informe técnico detalla sobre la; “Estabilización y su eficiencia con Muros de Contención en el Pasaje 4, de la Asociación de Vivienda Los Hijos de Amauta”, situado en “El departamento de lima en la provincia de lima distrito de ate”. La vulnerabilidad y el riesgo de la caída de los suelos en algunos tramos con pendientes de donde reside la población va de muchos años atrás; debido a que: “con el pasar del tiempo estos peligros han seguido incrementando debido a la urbanización del lugar, movimiento sísmico, desprendimiento de rocas que son causas del debilitamiento y la mal formación de estos bloques de terreno en una zona critica donde se ubican las viviendas”. Para poder emplear el muro de contención en suelos inestables el presente informe técnico se detalla: “los estudios topográficos, los estudios de mecánica de suelos y el diseño estructural de los muros de contención en diferentes alturas según su ubicación”. En consecuencia; el mayor problema que enfrentan las familias que residen ahí son: “los escasos recursos, las áreas de alto riesgo hace que sea imprescindible construir muros de contención, que sean económico y que se utilicen los materiales disponibles en el lugar”. A mediados del 2017 mes de enero y marzo la región de Lima presentó: “un inusual calentamiento del mar del pacifico provocando intensos movimientos sísmicos en la costa, las cuales; fueron muy complicados debido a deslizamiento de tierras sueltas que han afectado a diversas localidades. La Asociación de Vivienda por los Hijos de Amauta y algunos sectores de la Asociación se registraron inundaciones y desprendimiento rocas, estos eventos provocaron que la mayoría de la población

resulten muy afectados y que varias zonas del lugar sean declaradas en emergencia”.

Es por ello, con el propósito de prevenir y reducir pérdidas de vidas y materiales en el presente trabajo se realizan: “un estudio geotécnico y el diseño de muros de mampostería con la única finalidad de proporcionar la estabilidad de los suelos y aportar la mejora de calidad de vida de las poblaciones que son afectadas por la falta de muros de sostenimiento”.

El presente informe contiene 4 capítulos que se detallan a continuación:

Capítulo I: Comprende: “el problema de investigación, en este capítulo se formula el problema de estudio, los objetivos, la justificación y su delimitación”.

Capítulo II: Comprende: “el marco teórico en este capítulo se presenta la información correspondiente el marco teórico basada en los antecedentes nacionales e internacionales, y el marco conceptual donde se revisa la información teórica sobre la estabilidad de los suelos con muros de contención”.

Capítulo III: se fundamentó: “la metodología, aquí se desarrolla el método de estudio, el tipo de estudio, nivel y diseño de estudio, la población y muestra, así como también las técnicas e instrumentos de recolección de datos”.

Capítulo IV: Comprende: “el desarrollo del informe, en este acápite se presenta los resultados y las discusiones de estas”.

Finalmente se deducen las conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas y los anexos.

Bach: Edgar Rojas Gutierrez

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La ciudad de Lima está presentando “un incremento en lo que a construcción de viviendas se refiere, por lo que los cerros circundantes vienen siendo poblados rápidamente dejando espacios de suelo propensos a deslizamiento, pero lo que enciende las alarmas son las viviendas situadas encima de estos taludes naturales que en caso extraordinario son contrarrestados con la construcción de muros de concreto ciclópeo”. En nuestro país, la particularidad de construir “los elementos estructurales para retener tierra, la seguridad de dichas construcciones y la necesidad de obtener un menor costo posible” estos son factores primordiales que ayudan a “evitar que Perú sea vulnerable a derrumbes, deslizamientos y desastres, ya que estos se han constituido en una amenaza constante, a la gran cantidad de asentamientos humanos y a las malas condiciones de la tierra”. Los efectos más temidos de los temblores o terremotos son “los colapsos de las construcciones o deslizamientos de los cerros hacia las viviendas más cercanas a ellas, ya que en su mayoría no solo implica muertes, sino que representan enormes pérdidas materiales tanto para los individuos como para la población”. El presente informe técnico nace ante la gran necesidad de “mejorar las zonas con un alta de vulnerabilidad y riesgo con el que convive la población que, debido al crecimiento urbano poblacional, movimiento sísmico y por desprendimiento de bloques de tierra que ha debilitado la formación de estos bloques de terreno en una zona crítica donde se encuentran localizadas las viviendas”. Asimismo, presentan una “gran inestabilidad topográfica debido a

proyectos que se realizaron con movimiento de tierras con un fin de mejorar las rutas de acceso al distrito asimismo por las precipitaciones pluviales que existen y que generan grandes caídas y desprendimientos y deslizamientos de bloques de tierras y rocas, generando considerables peligros de pérdidas humanas y materiales

1.1. Formulación del problema de estudio

1.1.1. Problema general

¿Cuál es el resultado de la estabilización con muros de mampostería y su eficiencia para la protección de viviendas en el distrito de Ate, Lima?

1.1.2. Problemas específicos

- a) ¿Cómo influye la topografía del terreno en el diseño muros de contención de mampostería?
- b) ¿Cuáles son las características físicas y mecánicas del suelo donde se ejecutará el muro contención de mampostería?
- c) ¿Cuáles son factores diseño de muros de mampostería?

1.2. Objetivos de la investigación

1.2.1. Objetivo general

Determinar el resultado de la estabilización con muros de mampostería y su eficiencia para la protección de viviendas en el distrito de Ate, Lima

1.2.2. Objetivos específicos

- a)** Determinar cómo influye la topografía del terreno en el diseño muro contención de mampostería.
- b)** Analizar las características físicas y mecánicas del suelo donde se ejecutará el muro contención de mampostería.
- c)** calcular los factores que debe cumplir para el diseño de muro mampostería.

1.3. Justificación

1.3.1. Justificación práctica o social

El presente informe se realizó con el objetivo de mejorar la calidad de vida de las personas aledañas de la Asociación de los Hijos de Amauta por las constantes problemas a causa de la inestabilidad de los suelos y hace que perjudique la transitabilidad de las personas; por la cual, motivado por la necesidad de mejorar y conseguir adecuadas condiciones de seguridad para el acceso a las viviendas de la Asociación los Hijos de Amauta se propone realizar un muro de mampostería verificando su estabilidad y su eficiencia, tomando en cuenta el costo a través de los estudios de suelo y su diseño estructural.

1.3.2. Justificación metodológica

Para el presente informe se seguirá la metodología señalada para el comportamiento del muro de mampostería.

Es importante conocer las características morfológicas del terreno y verificar las condiciones en que se encuentran; para el cual, se tomará muestras del suelo y se estudiará adecuadamente para la aplicación de ensayos y se evaluará la estabilidad del muro mediante el análisis que le corresponde y su eficiencia.

De tal forma se propiciará su aplicación en futuras obras de similares condiciones, con el objetivo de aportar y mejorar la calidad de vida de la localidad para un proyecto seguro y viable, los procesos constructivos de los muros de mampostería y su efectividad serán representaciones válidas para proyectos de gran similitud y en casos diferentes.

1.4. Delimitaciones

1.4.1. Espacial

El presente informe se realizó en la Asociación de vivienda Los Hijos del Amauta ubicado en el “DEPARTAMENTO DE LIMA, PROVINCIA DE LIMA DISTRITO DE ATE”, específicamente en los tramos; PASAJE 4, ASOCIACIÓN LOS HIJOS DE AMAUTA, “ubicado en el departamento de lima, provincia de lima, distrito de ate”, contando con una longitud de 152 metros lineales de suelo inestable las cuales son motivo de estudio.

El lugar en estudio se ubica en la parte media alta del Cerro en mención y presenta un relieve accidentado, al estar ubicado en la ladera de un cerro de roca intrusiva (gabrodiorita), con pendientes estimadas de 35° de inclinación.



Figura N° 01: Ubicación del proyecto

Fuente: (Mapa político del Perú)



Figura N° 02: Localización de la provincia

Fuente: (Mapa político del Perú)



Figura N° 03: Ubicación de la carretera

Fuente: (Elaboración propia)

4.2. Temporal

El presente informe técnico se desarrolló entre en los meses octubre del 2019 hasta el diciembre del 2020.

1.4.3. Económica

El presente estudio tuvo su financiamiento con los recursos propios y no se tuvo financiamiento alguno ni externo de ninguna institución.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. Antecedentes

2.1.1. Antecedentes internacionales

Susana Rojas Martínez (2009) - Chile, realizo la tesis: “Diseño de Muros de Contención Sector la Aguada Comuna de Corral”, a la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, con la finalidad de optar el título de Ingeniero Civil, cuyo objetivo general fue: “Solucionar los problemas de estabilidad de taludes del sector de la Agüada, mediante obras de contención de tierras”. Para ello se identificaron: “los taludes en riesgo de falla, determinando propiedades de los suelos a través de ensayos de laboratorio e in situ también se realizaron el respectivo levantamiento topográfico de cada uno de los taludes, para posteriormente disponer de las herramientas teóricas para el diseño de las obras de contención”. Los resultados presentan: “las memorias de cálculo para cada uno de los 12 muros de contención en proyectados, detallando las solicitaciones consideradas, las condiciones que deben cumplirse y los pasos a seguir para un adecuado diseño, teniendo los cálculos de estas solicitaciones y a la verificación de los factores de seguridad contra deslizamiento, volcamiento y capacidad de soporte del suelo de fundación”. De acuerdo a los resultados obtenidos se concluyó en que: “para el diseño, se trabajó en base a valores tabulados de

ángulos de fricción y cohesión, ya que no se pudieron realizar los ensayos de mecánica de suelos ideados en un primer momento, pues no fue posible obtener las muestras cilíndricas requeridas para el desarrollo del ensayo triaxial, (estas se desmoronaban debido a las condiciones y tipo de suelos existentes) el cual permitía conocer directamente estos valores. Entonces dichos datos fueron obtenidos basándose en los datos que, si fue posible conseguir, tales como tipo de suelo y densidades, buscándose y seleccionándose siempre los valores más conservadores”.

Edwin Alberto Mendieta Molina (2016) – Costa Rica, realizó la tesis “Análisis, comparación y diseño optimizado para muros de Contención”, a la facultad de Ingeniería y Arquitectura, para optar el título de Ingeniero Civil, con el objetivo de “realizar una comparación optimizada entre muros de retención de mampostería y muros de concreto armado, desde una perspectiva estructural, económicos y constructivos”. Para ello se realizó: “el diseño de muros de contención bajo distintas condiciones de carga sísmica para diferentes configuraciones de muro”. Para posteriormente: “obtener resultados y realizar una matriz de comparación Técnico-Económica entre los muros de mampostería y concreto armado para determinar el muro más óptimo según sus características iniciales”. donde finalmente se generó la recomendación: “sobre el correcto uso para muros de contención influenciados por parámetros sísmicos, frente a ello se recomendaron soluciones constructivas, de mitigación de problemas ambientales y de seguridad a la hora de realizar este tipo

de estructuras, finalmente se realizó un análisis de estabilidad global y local para cada muro”. Donde la conclusión fue: “con respecto a la evaluación de la estabilidad global del muro, al aumentar la longitud de la cimentación se obtiene un momento volcante mayor que si se aumentara en la misma medida el espesor de vástago”. Esto se debe “a que el peso de suelo multiplicado por el brazo de palanca del suelo, genera una fuerza mayor a la que genera la franja de muro por su brazo de palanca”. Resultando en una mejor condición.

Christian German Gallegos Campos (2006) – Ecuador, realizó la tesis “Guía Multimedia para el Diseño de Muros a Gravedad, Muros en Cantiliver y Muros con Contrafuertes”, a la facultad de Ingeniería y Mecánica, para optar el título de Ingeniero Civil, con el objetivo que fue: “el de desarrollar de manera ordenada y sistemática todos los pasos a seguir en el análisis y diseño de estos elementos estructurales”. Para ello se llevó cabo: “el diseño de los diferentes tipos de muros que son aquellos que brindan soporte a un talud o ladera, empotrados en una zapata inferior, estos muros se diseñan en hormigón armado y se recomienda su uso para alturas dependiendo el tipo de muro”. Los resultados fueron: “que, en el caso de los muros de hormigón armado, al realizar el análisis estructural de los muros de mampostería, teóricamente se encuentran factibles a la hora de su diseño, sin embargo, en su etapa de ejecución tienen

problemas de construcción, puesto que presentan cuantías de acero muy altas para las celdas de los bloques”. De la misma forma: “las fuerzas ejercidas sobre el muro pueden generar fallas locales en los bloques, e incluso pueden presentarse planos de falla a lo largo de todo el muro”. Por lo cual: “para alturas mayores a 4 metros se deben construir muros de concreto reforzado”. Donde su conclusión fue: “a medida que aumenta la altura de los muros, el diseño de concreto armado varía exponencialmente con respecto al de los muros de mampostería, esta diferencia aumenta conforme a la altura y los muros de concreto pueden llegar a ser hasta un 50% más caro que los muros de mampostería”.

Lucero Pardo Franklin Hernán (2012) – Ecuador, realizó la tesis “Análisis y Diseño de Muros de Contención”, a la facultad de Ingeniería, para optar el título de Ingeniero Civil, cuyo objetivo fue “elaborar un manual práctico de forma simplificada de análisis y diseño de muros de contención y revestimiento, para que, tanto el estudiante de ingeniería, como el profesional de la rama, tengan una guía y ayuda para resolver de la manera más adecuada y práctica los diferentes diseños”. Para ello se “analizó y diseñó los diferentes tipos de muros, tanto de contención como de revestimiento frecuentes en nuestro medio, como son: muros a gravedad, muros en cantiléver, muros con contrafuertes, muros anclados, muros de sótano, muros de bandejas, muros de gaviones, muros de tierra armada y muros de revestimiento; tomando en cuenta las diferentes solicitudes y presentando características de su comparación Técnica

– Económica de los resultados obtenidos”. Donde la conclusión fue: “que el diseño de un muro de contención depende principalmente de las características de la estructura y del relleno a soportar, la selección adecuada de un tipo de muro dependerá fundamentalmente de la función que deba cumplir, así como también de las condiciones imperantes del suelo, materiales de construcción disponibles, tipos de carga a soportar, facilidad constructiva, economía, de cualquier forma para tener certeza de una adecuada selección, es necesario realizar previamente algunos prediseños antes de proceder al diseño definitivo, cuando el muro falla a deslizamiento debido a un suelo de cimentación desfavorable y no se desea alterar en mayor medida sus dimensiones, es conveniente realizar una reposición de suelo (material granular)”.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Cesar Aldair López Gonzales (2017) – Nuevo Chimbote, realizó la tesis: “Evaluación del Muro de Contención en la avenida Arequipa, pueblo joven La Primavera, Chimbote 2017 – Propuesta de Mejora”, cuyo objetivo fue: “evaluar el estado actual del muro de contención en la avenida Arequipa del pueblo joven La Primavera, Chimbote – 2017”. Para ello se evaluó “el muro de contención para obtener las características físicas y parámetros de las patologías existentes, también se realizó un modelamiento y análisis estructural del muro de contención existente mediante el software SAP2000, así mismo se elaboró un nuevo diseño de muro de contención mediante su análisis estructural”. Se obtuvo resultados fueron: “donde se puede

apreciar que el primer tramo del muro es el más afectado con las fisuras con un 0.10 % del área total, con 0.03% de grietas del área total, con 36.30% de erosiones del área total”. La conclusión fue: “presentar que los resultados obtenidos de los ensayos realizados en campo donde se da a conocer las fallas que se presentan en cada parte de la estructura y no cumplen con la función para las que fueron diseñadas, así mismo que los resultados obtenidos después de realizar el ensayo con el DPL, lo cual el ángulo de fricción al inicio y final del muro es lo mismo, al igual que su grado de compacidad tanto al inicio como final”.

Robin Luis Bernuy Ramirez (2015) – Trujillo, realizó la tesis: “Estabilización de Ladera con Muros de Contención y Estudio de Impacto Ambiental para la Protección de Viviendas en el Barrio de san Isidro del Distrito de San Marcos – Huari, Ancash” con el objetivo fue: “realizar el estudio de estabilización de ladera con muros de contención y estudio de impacto ambiental para la protección de viviendas en el Barrio de San Isidro del Distrito de San Marcos – Huari, Ancash”. Para ello se realizó: “estudios de topografía y

mecánica de suelos, también se determinó los criterios de diseño de muros de contención, así mismo se realizó el estudio de impacto ambiental”. Se obtuvo resultados: “topografía de la zona urbana, siendo este semiplano con pendientes moderadas en sentido sur que varían entre 3 a 4 % manteniendo la pendiente de los ríos que la circulan, la pendiente de Este a Oeste es de 1% terminando en un barranco de 20 m de profundidad que da al río Mosna, donde el material es semirocoso, manteniendo una capa de conglomerado entre 1.00 – 2.00 m de profundidad, y su clasificación según SUCS fue de tipo GC – GM. Donde se concluye que los diseños preferibles son muros de contención con alturas de 3, 3.5m, 4m, 5m y 8 m de altura, donde debe predominar la mitigación de impacto ambiental, medidas que el ingeniero encargado de la obra es responsable de velar”.

Ballón Benavente Andrés (2017) – Lima, realizó la tesis: “Análisis de Estabilidad de Muros de Contención de Acuerdo a las Zonas Sísmicas del Perú”, cuyo objetivo fue: “determinar la respuesta sísmica de muros de contención en voladizo en cada zona sísmica del Perú”. Para ello se realizó “el análisis pseudo-dinámico utilizando el método general de equilibrio límite (GLE), y se comparó los métodos empíricos y de equilibrio límite definiendo su uso según requerimiento, para finalmente proponer recomendaciones para el análisis de muros de contención en voladizo acordes con la sismicidad en el Perú”. Cuyo resultado fueron “que los valores obtenidos por el método GLE son menores que aquellos hallados por

Mononobe Okabe en todos los casos, así mismo todas las fuerzas varían de manera ascendente de acuerdo a mayor aceleración sísmica, así como a mayor ángulo del talud, haciendo una comparación entre un mismo muro y un mismo método, se puede notar que la influencia del sismo es cada vez mayor conforme aumenta el talud del relleno". Por lo tanto, la conclusión fue: "Mononobe Okabe es un método más conservador al ser comparado con el método GLE, donde el caso más crítico, comparable, es un muro de 6 metros y una isoaceleración de 0.35; obteniendo una fuerza actuante de 36.78 Ton por el método de GLE y 51.69 por el método de Mononobe Okabe; representando este último 40.5% más que el primer método por ello que no puede llegar a cumplir con su periodo de vida".

2.2. Marco conceptual

2.2.1. Muros de contención

"Los muros de contención son elementos que sirven para soportar empujes de tierras o de otros materiales. Debido a sus beneficios y su diverso uso, existen varios tipos de muros de contención" (Ballón, 2017).

Los pasos para poder seguir en el proyecto de muros de contención consisten en:

- Selección del tipo de muro a construir
- Análisis de la estabilidad del muro que se va diseñar.

"En el caso de que el análisis indique que la estructura no es satisfactoria, se alteran sus dimensiones y se efectúan nuevos

tanteos hasta lograr que la estructura sea capaz de resistir los esfuerzos a que se encuentra sometida. Para llevar a cabo el análisis es necesario determinar las magnitudes de las fuerzas que actúan por encima de la base de la cimentación, tales como el empuje de tierra, sobrecargas, peso propio del muro y peso de la tierra; luego se investiga su estabilidad con respecto” (Ballón, 2017).

- Volteo
- Deslizamiento
- Presiones sobre el terreno
- Resistencia como estructura.

En condición a la tecnología y su avance, se han fabricado muros de contención de todo tipo, sin embargo, la decisión sobre el tipo de muro a construir se basa en los siguientes factores.

Material disponible

- Aspecto del exterior
- Espacio requerido libre
- Las fuerzas que actúan sobre la estructura
- Costo de construcción

Los materiales más comunes con los que puede fabricar un muro de contención son: piedra concreto ciclópeo, concreto armado, mampostería, tierra armada, geotextil y bloque prefabricados de concreto.

2.2.1.1.- Muro de gravedad

“Son aquellos muros construidos de concreto ciclópeo y su estabilidad está ligada al peso propio y al suelo sobre el que se apoya.

Generalmente estos muros son diseñados para alturas moderadas y llevan concreto de baja calidad, así como no disponen de refuerzos, por lo que podría considerarse atractivos por su bajo costo si la altura es baja. A su vez, también pueden ser constituidos de mampostería o de piedras con mortero debido a su gran masa. Para conservar su economía se recomienda tener la base lo más angosta posible que asegure la estabilidad al volteo y al deslizamiento y que origine presiones mayores permisibles por el suelo” (Ballon,2015)

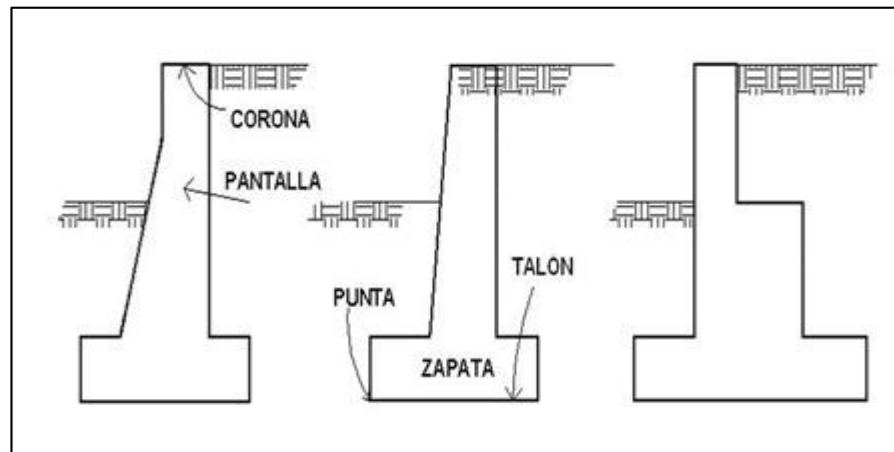


Figura N° 04: Muro de gravedad

Fuente: (Espinoza, 2009)

➤ Muro de mampostería de piedra

“El muro de mampostería de piedra es una estructura sólida hecha a base de mampostería y cemento, que puede ser armado o no armado, que está sujeta a flexión por tener que soportar empujes horizontales de diversos materiales, sólidos, granulados y líquidos o soportar fuerzas de fricción como es el caso de muros colocados en laderas. Estos muros se usan para detener o reducir el empuje horizontal debido a: tierra, agua y vientos en las vías de comunicación terrestre, fluvial,

oleaje, aludes y erosión en las riberas de los ríos” (SAGARPA, 2019). “La construcción de estos muros genera empleos temporales, son más económicas que otras estructuras (de tabique u otros materiales ligeros), su cálculo y construcción son fáciles; no requieren de mantenimiento sofisticado, es fácil conseguir los materiales con que se construyen, protegen las vías y casas de las áreas urbanas, tienen mayor durabilidad y resistencia al deterioro ambiental, evitan pérdidas económicas de los insumos que se transportan por vía terrestre” (SAGARPA, 2019).

➤ **Desventajas:**

- Al construir por el peso no se puede establecer en terrenos de baja consistencia y su cohesión muy húmeda.
- Se deberían eliminar los materiales indeseables como: material vegetal, fragmentos de roca y los suelos arenosos e inestables aquellos derivados de ceniza volcánica.

➤ **Condiciones donde se establece**

“Se requiere de terrenos con alta consistencia y resistencia, además de ubicación precisa para aprovechar al máximo su funcionamiento. Donde hay riesgo de desplazamientos de tierra, nieve y agua; deben de anclarse adecuadamente” (SAGARPA, 2019).

➤ **Tipos de sustrato. -**

Se clasifican en:

Según SEGARPA (2019): “Tipo I (sustrato suelto, para manejarlo se requiere de una pala). Tipo II (sustrato compactado, para su manejo se requiere de zapapico y pala). Tipo III (sustrato rocoso, para su manejo se requiere de herramienta más Especializada como barretas, cuñas, marros, rompedoras y Barrenadoras neumáticas. En casos extremos de dureza del sustrato, se requiere el uso de explosivos)”.

➤ **Equipo**

SEGARPA (2019) “En la mayoría de los casos, los trabajos se obra sobrepasa 4.00 m de altura y 50.00m de longitud puede ser necesario adquirir una revolvedora para mortero”.

➤ **Especificaciones de diseño.**

“Emplear piedras mayores de 30 cm, que no tenga grietas o fisuras e inclusiones de materiales diferentes a la composición de la piedra (vetas de cal o material arcilloso) que disminuyan realizan manualmente; sin embargo, cuando el volumen de la su resistencia. Deben de rechazarse piedras con caras redondeadas o boleadas (forma de bola). Los espacios entre las piedras no deben ser mayores de 2.5 cm. En espacios

mayores de 3 cm deberán éstos de acuñarse con piedras pequeñas o rajuelas del mismo material de las piedras. Para elaborar 1m³ de mortero cemento- arena-agua, en proporción 1:5; se requiere de 285.50kg de cemento, 1.224 m³ de arena y 0.237 m³ de agua” (SEGARPA, 2019). En la construcción del muro se vigilará “que las piedras queden perfectamente ligadas, tanto horizontal como verticalmente, con el fin de lograr un buen amarre y evitar cuarteaduras en las juntas. Las piedras más grandes se colocarán en la parte inferior y se seleccionarán aquellas que posean formas y cortes adecuados para ser colocadas en esquinas, orillas y ángulos. Se deben de respetar reventones (hilos guía), paños (porción de pared en línea) y plomos. Comprobar con la plomada que las piedras presenten verticalidad en las superficies que la requieran. Se recomienda, primero, desplantar las esquinas de los muros para que sirvan de apoyo y de guía a los reventones de las alineaciones correctas” (SEGARPA, 2019).

SEGARPA (2019) “El material pétreo que se recomienda se denomina piedra braza, la cual debe tener una cara definida, la que se coloca buscando la vista principal del muro. En caso de que exista el riesgo de que el muro pueda deslizarse, debido a la pendiente del terreno (entre el 5 y 20 %) y el empuje de la tierra, se recomienda hacer un dentellón en la base de la estructura para evitar el desplazamiento” como muestra la figura a continuación:

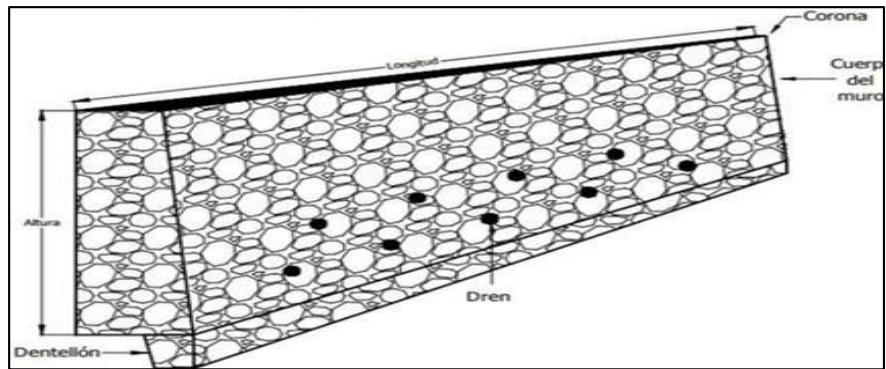


Figura N° 05: Muro de mampostería de piedra Braza y dentón, para riesgos de deslizamiento

Fuente: (Espinoza, 2009)

Según SEGARPA (2019) “En caso de que el muro se vaya a colocar sobre un manto rocoso (sustrato tipo III) que tenga una pendiente superior a 5 grados (8.75%) es conveniente hacer obras de anclaje con varilla corrugada de diámetro mínimo de una pulgada, separadas a 1/3 y 2/3 del ancho de la base del muro; se colocan a una distancia de 2.00 m longitudinalmente”. “Las varillas serán de 1.00 m de longitud; deben estar ancladas hasta una profundidad de 30 cm en el terreno natural; 20 cm estarán amarradas a la varilla de la base, los 50 cm restantes estarán dentro del cuerpo del muro. Estas varillas evitarán el deslizamiento y el volteo del muro”. “Para darle horizontalidad al desplante del muro y fijar las anclas, se construye una base de concreto armado de 10 cm de espesor con varilla corrugada de ½ pulgada colocada con una separación de 20 cm en los dos sentidos del emparrillado”. “Las dimensiones de la base serán siempre las mismas para cualquier altura y longitud ya que se trata de darle horizontalidad al desplante para que las

fuerzas se repartan uniformemente. Para elaborar 1 m³ de concreto con grava de 19 mm de espesor máximo, se requiere de una proporción de 1:2:3; o sea de 362 kg de cemento, 0.478 m³ de arena 0.717 m³ de grava y 0.217 m³ de agua". "En zonas de alta y media precipitación, el muro de contención debe tener drenes a diferentes alturas para evitar la acumulación de agua, se colocan en función de la altura del muro y permeabilidad del suelo. A partir de 2.00 m de altura del muro de contención se recomienda colocar la primera línea de drenes a 0.50 m de la superficie del suelo, los subsecuentes se ubican con separaciones de 1.00 m entre sí, hasta la altura final del muro. En zonas de baja precipitación y volumen, la separación longitudinal de los drenes puede ser de 3.00 m o a la mitad: En el caso de que la frecuencia y el volumen de la lluvia sean altos la separación entre drenes será de 1.50 m. Los drenes deben de tener un diámetro interior de 3 pulgadas y el material puede ser de concreto o de PVC". "En la parte posterior del muro de contención, debe colocarse un filtro de grava para evitar el taponamiento de los drenes con la tierra. En la corona o parte superior del muro, se recomienda hacer una carpeta de mortero (cemento, agua - arena) de 3 cm de espesor, bien sea de forma rectangular con el fin de evitar el deterioro de la obra producido por el agua, el sol y la vegetación Mantenimiento. Se debe evitar totalmente la proliferación de cualquier material

vegetal en la estructura del muro de contención. La limpieza de la maleza se puede lograr por remoción manual, por medio de chorros de agua a presión o usando herbicidas apropiado. En caso de presentarse grietas o fisuras, se deben reparar con un mortero “embeco” (cemento expansivo) adicionado con aditivo que impermeabilice el área”. “Previamente se debe realizar una minuciosa limpieza del área afectada. Se deben efectuar revisiones con periodicidad para detectar proliferación de material vegetal en la estructura, principalmente en la época de lluvias” (SEGARPA,2019).

2.2.1.2.- Muros de Semigravedad:

“Se clasifican entre los tipos gravedad y voladizo. Estas dependen de su propio peso, más el peso de suelo detrás de la pared para proporcionar estabilidad. Se usan aproximadamente para el mismo rango o nivel de altura que lo muros de gravedad y usualmente incorporan un refuerzo ligero” (Córdova, 2016).

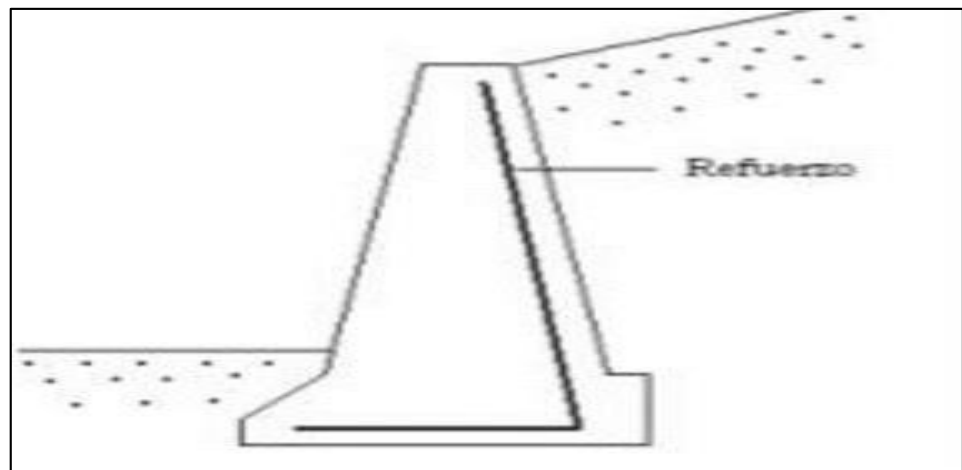


Figura N° 06: Muros de semigravedad

Fuente: Espinoza, 2009

2.2.1.3 -Muro en voladizo. -

“Son aquellos que trabajan como viga en voladizo, empotrados en una zapata inferior. Estos muros son construidos de concreto armado, utiliza el peso de la tierra para resistir la tendencia al volteo que se presente en el borde exterior. Se emplea para alturas que van desde los 3 hasta los 7 metros. Requiere una fabricación cuidadosa del refuerzo de acero y de los moldes; y la supervisión debe ser rigurosa para obtener un concreto uniforme. Se refuerza verticalmente para contrarrestar el momento flexionante, y horizontalmente para evitar las grietas”. (López, 2017) Los muros en voladizo por su forma pueden ser de diferentes tipos como los que muestran a continuación.

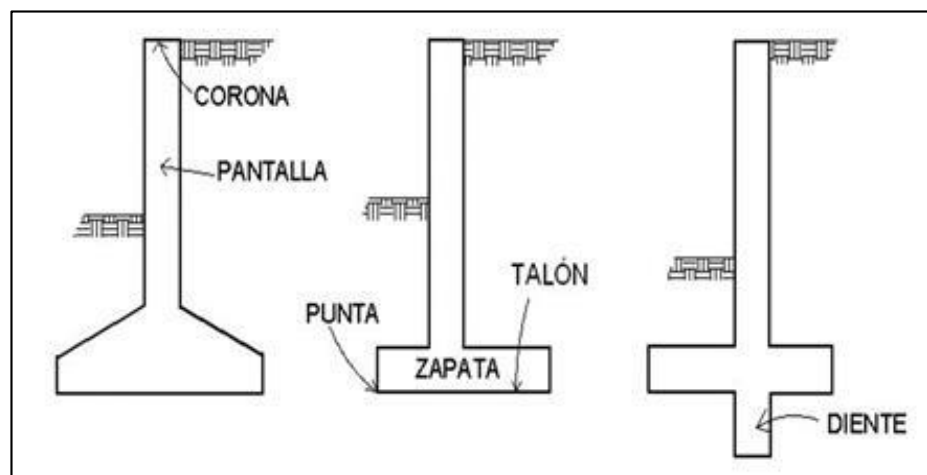


Figura N° 07: Muros en voladizo
Fuente: (Espinoza, 2009)

2.2.1.4.- Muro con contrafuertes

“Este tipo de muros son muy parecidos a los muros en voladizo, con la diferencia de tener transversalmente elementos que unen al muro y al cimiento. Estos se representan a intervalos regulares y tienen como objetivo reducir los momentos flectores y la fuerza de corte. Como indica Harmsen, los contrafuertes trabajan a tracción, lo cual no es conveniente pues se sabe que el concreto es más eficiente a compresión. Por esta razón, muchas veces se colocan contrafuertes delante del muro, así logrando que estos trabajen a compresión. La desventaja es que los contrafuertes se encuentran a la vista y también ocupan espacios que podrían ser aprovechados para otras necesidades” (Ballon,2017). La unión que hay entre la zapata y pantalla se lleva por medio de contrafuertes, que son interiores o exteriores como se aprecia en la siguiente figura:

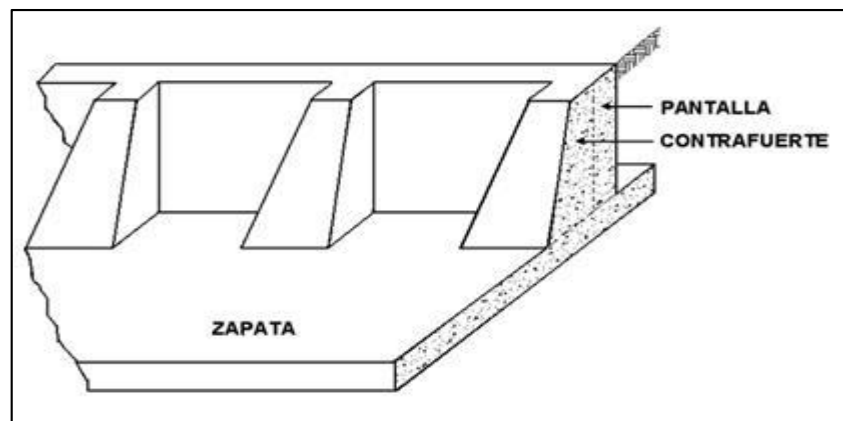


Figura N° 08: Muros con contrafuertes exteriores

Fuente: (Espinoza, 2009)

“El contrafuerte es un elemento de unión entre la pared vertical y la zapata, que evita el giro y colapso que pueda tener la pantalla debido al empuje de las tierras. Generalmente, no se toma en cuenta el apoyo de la losa en la cimentación del muro, y se proyecta como si fuera una losa continúa apoyada en los contrafuertes. Con el fin de no reducir el espacio útil en frente del muro, los contrafuertes se colocan en la parte posterior, es decir, por dentro; esto aumenta el costo del muro, pues los contrafuertes trabajan a tensión y requieren gran cantidad de refuerzo” (rojas, 2009).

2.2.1.5.- Muros de bandeja:

Córdova (2016). Con estos muros se pretende “contrarrestar parte del momento solicitante, mediante la colocación de bandejas a distinta altura en las cuales se producen momentos en sentido contrario, debidos a las cargas del propio relleno depositadas sobre las bandejas. Esta puede ser una solución alternativa a los muros de contrafuertes para grandes alturas en los que para resistir el momento solicitante se incrementa el canto y se aligera la sección incorporando los contrafuertes”.

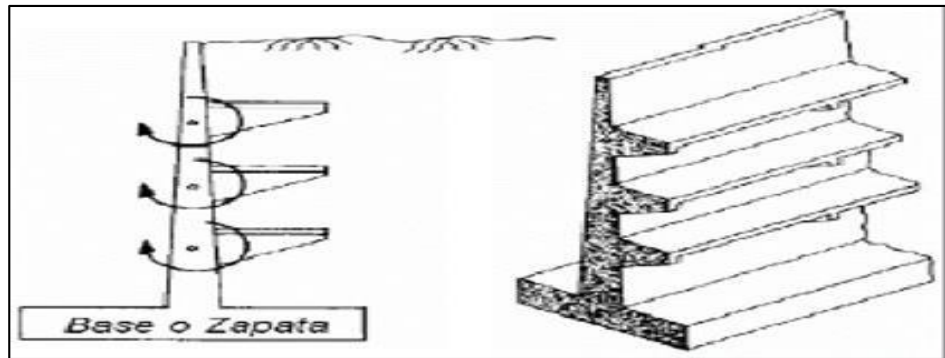


Figura N° 09: Muros de bandeja
Fuente: (Espinoza, 2009)

pasado, por el Ingeniero Francés Henri Vidal (Schlosser, 1972),
quién creó y patentó la Tierra Armada”.

- **Terramesh System**

Flores (2017) “Es un sistema de suelo reforzado, utiliza como refuerzo una malla hexagonal de doble torsión, el lado expuesto está constituido por gaviones tipo caja; el elemento de refuerzo es una pieza única, el material de relleno es roca seleccionada”.

- **Muros construidos con geosintéticos**

“Son estructura con refuerzos extensibles como geotextiles, geogrillas, requieren de protección mecánica en el lado expuesto contra la foto-degradación, incendios, vandalismo; esta puede ser con revestimiento de hormigón u otros materiales que provoquen menor impacto ambiental como paneles de concreto aligerado, paneles tipo jardinera, paneles celulares verde, escamas prefabricadas, envolviendo el material de relleno seleccionado” (Flores, 2017).

2.2.1.6.- Muros cribas y prefabricados:

“El concepto de muro de cribas o de elementos (piezas) prefabricadas tiene su origen en muros análogos realizados con troncos de árboles” (Córdova, 2016).

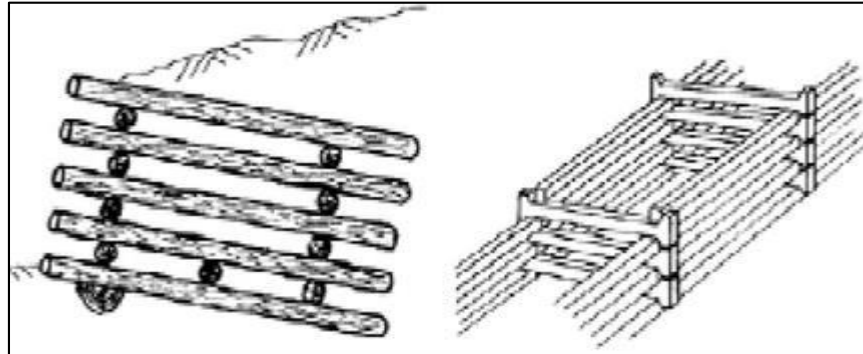


Figura N° 10: Muros de bandeja
Fuente: (Rogel, 2005)

2.2.1.7.- Muros cribas y prefabricados:

“El suelo es resistente a fuerzas de compresión, mas no así a fuerzas de tracción, por lo que se utilizan una variedad de materiales extensibles y no extensibles como tiras metálicas, geomallas poliméricas de diversa constitución y elaboración convenientemente orientadas para darle resistencia a la tracción y lograr una estructura de suelo resistente tanto a compresión como a tracción. Haciendo una analogía, el diseño de suelo reforzado es comparable al criterio empleado en el concreto armado” (Flores, 2017).

- **Muros de tierra armada**

Flores (2017) “La idea de la tierra mecánicamente estabilizada fue desarrollada por primera vez en los años 60 del siglo pasado, por el Ingeniero Francés Henri Vidal (Schlosser, 1972), quién creó y patentó la Tierra Armada”.

- **Terramesh System**

Flores (2017) “Es un sistema de suelo reforzado, utiliza como refuerzo una malla hexagonal de doble torsión, el lado expuesto está constituido por gaviones tipo caja; el elemento de refuerzo es una pieza única, el material de relleno es roca seleccionada”.

- **Muros construidos con geosintéticos**

Son estructuras con refuerzos extensibles como geotextiles geo grillas requiere de protección Mecánica en el lado expuesto contra foto degradación incendios y vandalismo esta puede ser con revestimiento de hormigón y otros materiales que provoquen menor impacto ambiental como paneles de concreto aligerado paneles tipos jardinera paneles celulares verde escamas prefabricados, envolviendo material de relleno seleccionado (flores 2017)

- **Muros con refuerzos mixtos**

Flores (2017) “En busca de alternativas más económicas ha comenzado a utilizarse refuerzos combinados con rigideces axiales equivalentes como las mallas metálicas unidas a las **Segmental Retaining Walls** Flores (2017) “Contempla la utilización de geosintéticos y el paramento es constituido por bloque pre moldeados geogrillas garantizan una resistencia superior a 200kn/m”. encastrados unos con otros, la altura no es considerable es más un muro ornamental”.

- **Taludes reforzados**

“Son taludes empinados que sin los refuerzos no serían estables difieren del suelo reforzado por la inclinación del paramento, el cual es menor a sesenta grados, son construidos con elementos extensibles, malla metálica o geosintéticos. Permite la revegetación de su paramento despreciando una protección mecánica cuando son construidas con geosintéticos” (Flores, 2017).

2.2.2. Geología y geomorfología de la zona

2.2.2.1.- Geología

Se presentan las descripciones de las principales características geológicas de la zona:

Rocas Intrusivas (Gabro-dioritas): “Rocas intrusivas, pertenecientes a la Súper unidad Patap. El principal graboide ocurre en el cerro Colorado al sur este de Lima, entre Atocongo, La Molina y la quebrada de Manchay, presentado en sus partes marginales gradación a una diorita básica de color oscuro”. La textura de la roca varía: “de grano medio a grueso conteniendo plagioclasas en un 30% y ferro magnesiano en un 60% lo que le da un peso específico alto, destacando hornblenda y biotitas. Al centro este cuerpo presenta un típico color oscuro de gabro y un brillo vítreo”.

Intruyen a las rocas sedimentarias y volcánicas del Mesozoico a las que metamorfizan, dando lugar a contactos externos por lo general verticales. “A su vez son instruidos por los cuerpos más jóvenes del batolito, pertenecientes a la superunidad Santa Rosa. En la Molina los minerales oscuros del gabro han sufrido recristalización por ser intruídos por un cuerpo granítico, causando un bandeamiento incipiente, así como la adición de pequeños porcentajes de cuarzo que aparecen como cristales vítreos”.

- **Depósitos Cuaternarios:**
- “En la zona urbana de Lima, los depósitos cuaternarios presentan amplia propagación en superficie, presentando diferencias en su origen, edad, composición y espesor; por lo general su espesor tiene grandes variaciones de un sector a otro, en la zona precordillerana está limitado a espesores menores a 1m, mientras que en la zona de planicies costeras y conos deyectivos los espesores varían entre 20 y más de 200 m” (Artica, 2014). Varían según el área de representación.
- **Depósitos aluviales,**
Artica (2014) “Están constituidos por cantos rodados y gravas heterométricas, con matriz areno-limoso. Ocupan el cauce actual de los ríos y terrazas anegadizas; también la zona de planicies costeras y antiguos conos deyectivos sobre la que se emplaza la gran Lima”.
- **Depósitos proluviales,**
- Artica (2014) “Se les denomina así a los materiales que ocupan el cauce de las quebradas secas. Están constituidas por acumulaciones de gravas y cantos de subangulosos a angulosos, heterométricos, con relleno de arena-limosa, poco a medianamente densos”.
- **Depósitos Tecnógenos:**
Artica (2014) “Se denomina así a las áreas cubiertas con obras civiles y urbanas contemporáneas. La mayor parte

de la zona de planicies costeras y de conos deyeativos se encuentran cubiertas por construcciones tecnógenas”.

2.2.2.2.- Morfología

Los resultados de la morfología de la cuenca del río Rimac es el resultado de: “procesos orogénicos, tectónicos y geomorfológicos ocurridos en las últimas decenas de miles de años. La cuenca del río Rímac presenta un relieve caracterizado por fuertes contrastes topográficos. Los rasgos geomorfológicos presentes en el área en estudio, han sido modelados por eventos plutónicos y/o tectónicos, así como por procesos de geodinámica externa” (Artica, 2017).

La geomorfología existente en el área que se estudia se clasificaron como quebradas y estribaciones de la cordillera occidental, y se detallan:

- **Valles y Quebradas.**

“Esta unidad geomorfológica comprende las quebradas afluentes al río Rímac, que permanecen secas la mayor parte del año, discurriendo agua solo en épocas de fuertes precipitaciones en el sector andino y especialmente asociados al Fenómeno del Niño; debido a ello presentan un clima seco, con piso cubierto por depósitos coluviales y materiales de poco transporte, provenientes de las estribaciones de la Cordillera Occidental” (Artica, 2017).

- **Lomas y cerros testigos.**

Artica (2014) “Corresponde a las lomas y cerros testigos que se encuentran dentro del cono aluvial de Lima. Estos cerros están constituidos por calizas y cuarcitas o rocas intrusivas y tienen un relieve abrupto”.

Estribaciones de la Cordillera Occidental.

“Esta unidad geomorfológica corresponde a las laderas y restos marginales de la cordillera andina, de topografía abrupta, formado por plutones los cuales han sido emplazados con rumbo NO-SE, los mismos que han sido disectados por las quebradas” (Artica, 2017).

2.2.2.3.- Geomorfología

Los rasgos geomorfológicos presentes en el área son el resultado del proceso tectónico y plutónico, sobre impuestos por los procesos de geodinámica, que han moldeado el rasgo morfo estructural de la región. Entre las formas estructurales que han controlado el modelado de la región cabe mencionar el anticlinal de Lima y los bloques fallados como productos del dislocamiento regional. Así mismo, la erosión, la incisión por drenaje principalmente del río Rímac.

La zona de estudio, corresponde a la unidad geomorfológica de lomas y cerros testigos, encontrándose dentro del cono aluvial de Lima. Estos cerros están constituidos por calizas y cuarcitas ó rocas intrusivas y tienen un relieve abrupto.

El área en estudio presenta algún riesgo geológico potencial. Según el mapa de geodinámica externa del Perú (INGEMMET 1991), en esta zona del distrito de Ate se pueden producir fenómenos geológicos que pueden poner en peligro la seguridad de obras civiles. La zona presenta fuertes pendientes y fisuramientos estructurales que podrían hacerse inestables ante un movimiento telúrico.

2.2.3. Sismicidad de la zona

2.2.3.1.- Zona de estudio

“La zona de estudio se halla en una región de elevada actividad sísmica, donde se puede esperar la ocurrencia de sismos de gran intensidad durante la vida útil del proyecto. La actividad sísmica del área se relaciona con la subducción de la placa oceánica bajo la placa continental sudamericana. Subducción que se realiza con un desplazamiento del orden de diez centímetros por año, ocasionando fricciones de la corteza, con

- la consiguiente liberación de energía mediante sismos, los cuales son en general tanto más violentos cuando menos profundos son en su origen” (Bustamante, 2011). Como los sismos de la región se originan en las fricciones corticales debidas a la subducción de la placa oceánica bajo la continental, resulta que a igualdad de condiciones los sismos resultan más intensos en las regiones costeras, decreciendo generalmente hacia la sierra y selva, donde la subducción y

fricción cortical es paulatinamente más profunda. Consiguientemente, la franja estudiada, según su posición, resulta ubicada en una zona de alto riesgo sísmico, tanto por la frecuencia de los movimientos, como por la severidad de ellos debido a su ocurrencia a escasas profundidades de la corteza” (Bustamante, 2011). Por otro lado según Bustamante (2011) “la sismicidad tiene distintas repercusiones según el medio que se trate, particularmente de la naturaleza de los materiales presentes en la región; en tal sentido cabe destacar, que considerando el nivel de riesgo sísmico, son las formaciones sueltas cuaternarias las más riesgosas debido a su acumulación reciente, escasa consolidación y por hallarse depositados entre macizos rocosos que darían lugar inevitablemente a una refracción de las ondas sísmicas que incrementarían su nivel de sacudimiento”. Asimismo, se debe tener presente “que un movimiento sísmico puede desencadenar caída de rocas y derrumbes en los sectores escarpados; por otro lado, la sismicidad tiene distintas repercusiones según el medio que se trate, particularmente de la naturaleza de los materiales presentes en la región; en tal sentido cabe destacar, que considerando el nivel de riesgo sísmico, son las formaciones sueltas cuaternarias las más riesgosas debido a su acumulación reciente, escasa consolidación y por hallarse depositados entre macizos rocosos que darían lugar

inevitablemente a una refracción de las ondas sísmicas que incrementarían su nivel de sacudimiento”. Asimismo, se debe tener presente que: “un movimiento sísmico puede desencadenar caída de rocas y derrumbes en los sectores escarpados de las colinas, especialmente en aquellos sectores afectados por diaclasamiento o una intensa meteorización. Las características sísmicas conocidas para la zona de San Juan de Lurigancho” son:

- Aceleración Máxima 0.44 g
- Aceleración Efectiva 0.33 g

Aceleración para análisis pseudo – estaico 0.22 g

“Los movimientos telúricos constituyen el agente catalizador en los procesos de desestabilización de taludes, y riesgo de destrucción de las áreas urbanas. Por ejemplo, la ocurrencia de sismos puede provocar cambios físicos en la consistencia de los suelos, tales como la Amplificación, por rebote de ondas de un medio más denso a otro menos denso, se puede amplificar las ondas sísmicas y provocar mayor daño a las estructuras que se fundan en ella” (Bustamante, 2011). Asimismo, los sismos de gran magnitud, pueden provocar: “la formación de tsunamis, acción que solo alcanzaría a las obras ubicadas cerca al nivel mar”. Concordante con la historia las catástrofes sísmicas registradas en el territorio de lima de los sectores eólicos y asimismo los suelos finos que producen licuefacciones en las

zonas de: “Villa el Salvador, chorrillos Lurín, la Molina, canto grande, Ventanilla, el Callao son propensos a sufrir daños”.

2.2.4. Ensayos

2.2.4.1.- Registro de muestreos mediante calicatas de verificación

Tiene la finalidad de elaborar un perfil litológico del área en estudio, se efectuaron tres muestreos ubicados convenientemente dentro del área donde se asentarán los muros de contención proyectados. Además, se extrajeron muestras representativas de rocas, sobre el cual se estima que se cimentará la estructura del proyecto, para el ensayo de Carga Puntual y para los distintos análisis químicos de sulfatos y sales, considerados dañinos y agresivos al concreto. Asimismo, a las muestras tomadas se realizó el registro visual de diversos puntos del macizo rocoso correspondiente al área en estudio, de la misma manera se realizó un control fotográfico de vistas panorámicas del terreno y entorno.

2.2.4.2.- Mapeo geomecánico

Así mismo, se han tomado dos estaciones en el afloramiento rocoso donde se llevó a cabo el respectivo mapeo geomecánico, considerándose los sistemas de fracturación más constantes a los que se realizó el registro, geomecánicas, tales como; su orientación, espaciamiento, apertura, persistencia, rugosidad y meteorización

2.2.4.3.- Ensayos de laboratorio

Con el fin de realizar las características físico-mecánicas y químicas de los materiales adquiridos en campo, se elaboró siguiendo las normas ASTM, se detallan:

- Ensayo de carga puntual Franklin
- Análisis Petrográfico Macroscópico
- Peso específico
- Sales Solubles Totales
- Contenido de Sulfatos
- Contenido de Cloruros

2.2.4.4.- Evaluación geomecánica

El comportamiento y el aspecto de un macizo rocoso están directamente relacionados con el número de familias de discontinuidades existentes y su distribución espacial.

La evaluación se realizó en el afloramiento rocoso en superficie. Este mapeo geológico estructural de las discontinuidades, consiste básicamente en la medición detallada de la orientación de los planos (juntas, estratificaciones y fallas) que cortan el macizo rocoso metamorfizado. También se evalúa la alteración y/o meteorización, estructura, rugosidad, persistencia, espaciamiento de las discontinuidades, para ser incorporadas a la clasificación del macizo rocoso y en la determinación de las familias principales de discontinuidades. El grado de

fracturamiento y distribución de discontinuidades que afectan a la masa rocosa; un macizo rocoso puede abarcar una masa sólida, continua, o bien llegar hasta el extremo de tener tantas fisuras que en conjunto se comportará como si estuviera compuesto de partículas íntimamente embonadas, sin resistencia alguna en condiciones de no confinamiento. Los planos de las discontinuidades ofrecerán diferentes grados de resistencia según estén cerradas, según la rugosidad que posean, si estando abiertas, poseen un material de relleno o no, y del tipo de material de relleno.

. Índice de calidad de las rocas RQD

Alvarado (2020) “Se trata de la recuperación modificada de un testigo, o sea, la recuperación en porcentaje de un testigo de sondeo. Esto varía indirectamente del número de fracturas y del grado de alteración del macizo rocoso”.

La fórmula alternativa empleada para determinar el RQD, cuando escasea los testigos de sondeos, es:

$$RQD = 115 - 3.3JV$$

Siendo:

- JV: Número de juntas identificadas en el macizo rocoso por m²

Tabla N° 01: Índice de calidad de las rocas RQD

RQD (%)	Calidad de roca
< 25	muy mala
25 - 50	mala
50 - 75	regular
75 - 90	buena
90 - 100	excelente

Fuente: (Manual de evaluación geotécnica)

B. Clasificación geomecánica de BIENIAWSKI (RMR).

Según Alvarado (2020) “El sistema de valoración del macizo rocoso (Rock Mass Rating), También conocido como Clasificación Geomecánica, fue desarrollado por Bieniawski durante 1972-1973, modificado con los años conforme más casos históricos llegaron a estar disponibles, y adecuado a las normas y procedimientos internacionales (Bieniawski, 1979). Este método es aceptado debido a su inherente facilidad de uso y versatilidad en la práctica de la ingeniería, involucrando túneles, cámaras, minas, taludes y cimentaciones. No obstante, como indican muchos investigadores es importante que el sistema RMR sea usado para el propósito para el cual fue desarrollado y no como respuesta a todos los problemas de diseño”.

El RMR básico se obtiene estimando el rango de valores de varios parámetros:

- El RQD
- Ensayo de compresión simple
- Espaciamiento de las diaclasas

- Condiciones de las diaclasas
- Condiciones del agua subterránea
- Orientación de las diaclasas (favorabilidad de Rumbo y Buzamiento)

“El método se aplica asignando la valoración correspondiente para cada parámetro. El factor de ajuste, definido cualitativamente, depende de la orientación de las discontinuidades y tiene valores distintos según se aplique a túneles, cimentaciones o taludes. El resultado de la resta (el factor de ajuste es negativo) es el índice final RMR, que puede variar entre 0 y 100, y que clasifica los macizos rocosos en cinco clases” (Alvarado, 2020). Se presenta las evaluaciones que deben realizarse mediante las tablas que presenten en desarrollo de resultados:

- Puntuación obtenida según el valor del R.Q.D. (A).
- Puntuación obtenida según resistencia a Compresión Simple (B).
- Puntuación obtenida según el espaciamiento de discontinuidades del juego primordial.
- Puntuación obtenida según las condiciones de discontinuidades (D).
- Puntuación según las condiciones de agua subterránea (E)

- Correcciones producto de la orientación de las discontinuidades
- Categorización según de la Clasificación Geomecánica

C. Cálculo de la resistencia a la compresión simple de la roca mediante el ensayo de carga puntual Franklin

El objetivo de este ensayo consiste en estimar el índice de carga puntual (I_s) de los testigos muestreados, tallándolos manualmente de forma prismática cuadrada y sometiéndolos a una presión de rotura puntual en ambas caras opuestas.

Mediante la fórmula:

$$I_{s(50)} = P/D^2$$

Siendo:

$I_{s(50)}$: Dato de índice de carga puntual Franklin, en kg/cm²

P : Carga por rotura, en kg

D : El diámetro de la Probeta, en cm

La estimación de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta, que será usada como parámetro para estimar la capacidad portante del macizo rocoso, se determinó mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_c = (14 + 0,175 * D) I_s$$

C : La resistencia a la compresión de la roca en kg/cm²

D : El diametro de la probeta, en mm

Este ensayo por su facilidad de realización puede utilizarse ampliamente para obtener un extenso espectro de la calidad de la roca intacta. Para facilitar la toma de datos y el procesamiento de los ensayos realizados se ha desarrollado una serie de hojas de cálculo que permiten efectuar las correlaciones y la determinación de la resistencia a la compresión simple de la roca ensayada mediante este método estructura, dependerá principalmente la resistencia y estructura de la roca.

CAPITULO III

METODOLOGÍA

3.1. Método de estudio

“El presente informe técnico se ha desarrollado utilizando el método analítico – sintético, en un enfoque cuantitativo”.

3.2. Tipo de estudio

El tipo de estudio fue el aplicado, ya que se basa en la aplicación de la teoría a la solución de problemas y circunstancias objetivas, para ello se utiliza los conocimientos adquiridos en los manuales y reglamento nacional de edificaciones, que determinará la evaluación y el diseño del muro de mampostería, es decir de la teoría a la práctica.

3.3. Nivel de estudio

El presente informe tuvo un nivel descriptivo, porque busca describir los hechos y circunstancias propios de la evaluación y orientado a la mejora para un adecuado diseño de muros de mampostería.

3.4. Diseño de estudio

El tipo de diseño fue el no experimental ya que se ocupa de la descripción de las características de los diferentes componentes y su relación con sus comportamientos concretos como se visualiza en la realidad.

3.5. Población

La población de estudio estuvo constituida por todos los muros de mampostería, en zonas de deslizamientos y de suelos inestables en la

asociación de vivienda los hijos de amauta en el distrito de ate vitarte provincia de lima departamento de lima.

3.6. Muestra

Para determinar la muestra se inspecciono en zonas precarias de área de investigación del sector de valle Amauta, en zonas de deslizamientos para los 8 tipos de muros de mampostería de 152 ml de suelos inestables en la asociación de vivienda los hijos de amauta en el distrito de ate Vitarte departamento de lima.

3.7. Técnica e instrumentos de recolección de datos

Se hará una primera inspección visual del lugar en estudio, también se utilizará cámara fotográfica, cuaderno para la toma de apuntes, ficha de observación, cuestionarios, entre otros Se procedió a realizar un trabajo de campo para efectuar el muestreo de suelos mediante calicatas y determinar las características del suelo natural con el fin de obtener su clasificación según su resistencia, los ensayos y resultados obtenidos son analizado cada una de ellas considerando las nomas ASTM.

3.8. Procesamiento y análisis de datos

Para el procesamiento de datos se utilizaron los resultados del estudio del suelo, dichos resultados son incorporados como datos al análisis de desarrollo para el muro de mampostería. Los Software que se utilizaron principalmente fueron; Excel, AutoCAD y Civil 3d, para elaborar los planos requeridos y verificar los resultados obtenidos, diagnosticando su eficiencia y confiabilidad del análisis del muro de mampostería contemplado en los objetivos”.

CAPITULO IV

DESARROLLO DEL INFORME

4.1. Resultados

4.1.1.- Estudio topográfico.

➤ Ubicación

El proyecto se ubica:

- Región : Lima
- Provincia : Lima
- Distrito : Ate Vitarte
- Localidad/Sector : Asociación Los Hijos De Amauta.



Figura N° 11.-Ubicación del Proyecto Av. Los Cisnes

Fuente (google maps)

4.1.1.1.- Generalidades

Se realiza una inspección que consistió en verificar a detalle las características del terreno para realizar el Levantamiento Topográfico del Pasaje mencionado, de la Asociación de Vivienda los Hijos de Amauta; cual se tuvo una serie de actividades. Se empleo el equipo de estación total en modo estático y se utilizó también el método con procesamiento con equipo GPS rastreador; a continuación, se siguió a proceder la captura de datos almacenando y registrando las magnitudes que se requieren para realizar el cálculo de las coordenadas de los puntos; al cual, se le efectúa el levantamiento. Para el registro de los datos se inició con la ubicación de los puntos de control, estos puntos van a fijar y a precisar la línea de referencia que se utiliza para orientar la estación total, de esta manera se sigue registrando los puntos de interés y se finaliza con los puntos de detalle.

4.1.1.2.- Trabajo De campo

Se realizó el recorrido, verificando y observando las circunstancias presentes de la vía, la topografía del terreno y los obstáculos existentes que podrían encontrarse, se procedió a la posición y colocación física de los puntos de intercepción de la poligonal de trazo. Estos puntos fueron debidamente ubicados (puntos fijos) y referenciados con pintura a puntos notables y/o estables en el terreno o en obras civiles permanentes, para su posterior y fácil ubicación, para empezar con la captura de datos

de los puntos del terreno, como primer proceso se inicia por realizar la estación y luego se nivela el estación total sobre uno de los puntos de control de interés; el cual; se requiere para el trabajo del levantamiento, que desde luego, están posicionado previamente con el GPS, una vez obtenido los datos, se ingresan las coordenadas que se requieren para este punto y se dirige una visual hacia el otro punto de control, teniendo el primer punto requerido, se ingresen las coordenadas en el equipo del siguiente punto de control de la línea base, el procedimiento servirá para la orientación del estación, y definir la línea de referencia o comúnmente llamado la línea base que no es otra cosa que una línea por el cual se entiende como coordenadas rectangulares de sus ángulos extremos o la coordenada de uno de ellos y el azimut de la misma, teniendo ya los resultados el microprocesador procederá a calcular y mostrar en pantalla las coordenadas rectangulares de los puntos referenciales en donde se ha situado el prisma y se han registrado mediciones, al trasladar el equipo de estación total hacia el otro punto, para poder finalizar la captura de los datos, se repite el mismo procedimiento de orientación de la estación.

4.1.1.3. Trabajo de Gabinete por computadora:

Las mediciones dadas en el trabajo del levantamiento topográfico fueron bien representadas gráficamente de manera detallada y exacta; empleando comúnmente el más conocido para los trabajos de ingeniería el software de diseño asistido por computadora (AutoCAD), este sistema brinda la facilidad de dibujar y diseñar los planos topográficos, permitió la observación y verificación a detalle del mismo en el plano del computador, para ello, permite realizar las modificaciones que requiere y sean prescindible para la labor del trabajo. Los datos se introducen por medio de unos archivos con las coordenadas de los puntos del terreno en donde se ha efectuado el levantamiento. Son varios aspectos que se tienen en consideración para la representación exacta y obtener un producto final de consistencia para los datos topográficos las cuales son: cuadrícula, escala, recuadro de identificación, leyenda. Para mayor detalle ver el anexo (levantamiento topográfico)

COORDENADAS DE BM				
	ESTE	NORTE	COTA	UBICACIÓN
BM - 01	8668,148.01	293,067.28	705.85	Pileta de agua
BM - 02	8668,192.79	292,955.09	699.87	Pasaje escalera
SISTEMA DE COORDENADAS				
DESCRIPCIÓN: UTM WGS84, UTM ZONA 18 SUR				
PROYECCIÓN: UTM				
DATUM : WGS – 84				
ALTIMETRÍA				
CURVAS DE NIVELES MAESTRAS: Cada 5 m verticales				
CUVAS DE NIVELES MENORES : Cada 1 m verticales				

Figura N° 12: Coordenadas de BM
Fuente (Elaboración propia)

La tabla muestra las coordenadas UTM. de los 2 BM's fueron pintados y referenciados para su posterior y fácil ubicación.



Figura N° 13: Ubicación del punto BM 01
Fuente (Elaboración propia)



Figura N° 14: Ubicación del punto BM 02
Fuente (Elaboración propia)

Del cuadro descrito se observa que los puntos son referenciales, en el Pasaje 4 progresiva 0+000 se ubica el B.M.1 Cota = 705.85 y progresiva 0+120 se ubica el B.M.2 Cota = 699.87 cuyos valores nos sirvieron de base para el establecimiento del sistema de nivelación de nuestro proyecto. El enlace desde este punto al inicio de nuestro estacado, se realizó por medio de una nivelación geométrica, con el equipo antes indicado.

En toda la red se ejecutó la nivelación geométrica de todas las estacas de eje de la vía, para conformar el perfil longitudinal del terreno necesario para el análisis y diseño de los muros de contención. Ver Anexo (Plano perfil longitudinal) Seguidamente a la nivelación del estacado, se realizó las labores de seccionamiento transversal teniendo en cuenta los diseños de los muros en cada progresiva del eje vial trazado, empleándose el equipo antes mencionado, con sus prismas, con el cual; se obtiene mayor precisión de la representación real del terreno. Ver Anexo (Plano de sección transversal)



Figura N° 15 Detalle de sección transversa

Fuente de (elaboración propia)



Figura N° 16: Ubicación del punto BM 02

Fuente (Elaboración propia)

4.1.2. Estudio de mecánica de suelos

Para elaborar el Muro de mampostería: “se han efectuado trabajos de exploración de campo, evaluación geo mecánica y ensayos de laboratorio necesarios para determinar el perfil estratigráfico del área en estudio y proponer, en base a los resultados obtenidos, alternativas de cimentación que satisfagan las solicitaciones de las cargas actuantes de la estructura proyectada “Para efectuar los ensayos de: “exploración de campo y ensayos de laboratorio, labores de gabinete, mediante los cuales se deducen los parámetros antes indicados que complementan la metodología aplicada con la utilización de las Normas técnicas: E050 suelos y cimentaciones”.

4.1.2.1. Realización de la muestra de las Calicatas

Con el fin de determinar la información precisa y detallada de cada una de las muestras y las características del suelo y de las rocas se realiza la extracción de tres muestras; con el cual, se toma en consideración el espesor, la profundidad, composición y extensión de cada estrato, como también la profundidad de la roca.



Figura N° 17: Ubicación de las calicatas

Fuente (Elaboración propia)

RESULTADO DE ENSAYOS				
Contenido de humedad natural (%)			NTP 339.127 (98)	2.0
Limite liquido (%)	NTP 339.129 (98)	--	CLASIFICACION	
Limite plástico (%)	NTP 339.129 (98)	--	SUCS NTP 339.134 (99)	SP-SM
Índice de plasticidad (%)	NTP 339.129 (98)	N.P.	AASHTO NTP 339.135 (99)	A-1-b (0)

Figura N° 18: Calicata (C-1), muestra (M-1)

Fuente (Elaboración propia)

Arena mal graduada. Con 6.4% de piedra chica, de forma angular y sub angular, dura textura rugosa a lisa, tamaño máx. de 3/8", 84.55 de arena de grano medio a fino, poco material fino pasante la malla N°200 en un 9.1%, no plástico (LL=--, IP=NP), poco húmedo, semi compacto, color marrón claro. Origen coluvial.)

RESULTADO DE ENSAYOS					
Contenido de humedad natural (%)		NTP 339.127 (98)			2.0
Limite liquido (%)	NTP 339.129 (98)	--	CLASIFICACION		
Limite plástico (%)	NTP 339.129 (98)	--	SUCS	NTP 339.134 (99)	SM
Índice de plasticidad (%)	NTP 339.129 (98)	N.P.	AASHTO	NTP 339.135 (99)	A-2-4 (0)

Figura N° 19: Calicata (C-2), muestra (M-1)
Fuente (Elaboración propia)

Arena limosa. Con 7.18% de arena de grano fino a medio, fracción fina pasante la malla N°200 en un 28.2%, no plástico (LL=--, IP=NP), poco húmedo, semi compacto, color marrón claro.

RESULTADO DE ENSAYOS					
Contenido de humedad natural (%)		NTP 339.127 (98)			1.2
Limite liquido (%)	NTP 339.129 (98)	--	CLASIFICACION		
Limite plástico (%)	NTP 339.129 (98)	--	SUCS	NTP 339.134 (99)	SM
Índice de plasticidad (%)	NTP 339.129 (98)	N.P.	AASHTO	NTP 339.135 (99)	A-4 (0)

Figura N° 20: calicata (C-3), muestra (M-1)
Fuente (Elaboración propia)

rena limosa. Con 56.2% de arena de grano fino, fracción fina pasante la malla N°200 en un 43.8%, no plástico (LL=--, IP=NP), poco húmedo, semi compacto, color marrón claro.

4.1.2.2. Clasificación de rocas

La muestra obtenida del subsuelo rocoso ha sido clasificada geológicamente, según se muestra en el siguiente cuadro:

CARACTERÍSTICAS	
Clasificación	GABRO-DIORITA
Origen	ÍGNEO
Naturaleza	INTRUSIVA
Color Interno	GRIS PARDUZCO
Color Externo	GRIS PARDUZCO
Estado Superficial	METEORIZADO, OXIDACIÓN SUPERFICIAL, FISURADO
Estado Interno	INALTERADO
Estructura	MACIZA
Textura	FANERÍTICA
Fractura	IRREGULAR
Grado De Dureza	REGULAR A BAJA

Figura N° 21: Clasificación de roca
Fuente (Elaboración propia)

4.1.2.3. Capacidad admisible del macizo rocoso

A). Análisis de cimentación de muros de contención

Para determinar la capacidad portante del terreno sobre el que se asentarán las estructuras proyectadas (Muros de contención de mampostería de piedra, de gravedad), se tomó en cuenta la resistencia a la compresión simple de la roca, cuyo valor es de 513.8 kg/cm². Se muestra, en las dos páginas siguientes, los métodos y parámetros empleados, tales como resistencia a la compresión, RQD, RMR, ángulo de fricción interna, etc., para la determinación de la capacidad portante de los terrenos de fundación donde se cimentarán los muros de contención en cuestión, cuyo resultado obtenido fue: $Q_{adm} = 11.2 \text{ kg/cm}$

. B. Capacidad admisible del macizo rocoso

1. Roca intacta

- Peso específico (g/cm³) : 2.6 (0.0255 MN/m³)
- Resistencia a la compresión uniaxial U_c (kg/cm²) :
513.8 (50.4 MPa)
- Módulo de elasticidad (MPa) : 25000 254929 kg/cm²
- Relación de Poisson : 0.2
- Angulo de fricción interna (°) : 38
- M_i : 28 (6)
- Cohesión MPa : 12.29

- Profundidad de cimentación (m) : 0.3 (5)

2. Macizo Rocoso

- Valoración de la masa rocosa (RMR) : 51
- Índice Q (Barton 1974) : 2.177
- Espaciamiento de discontinuidades (m) : 0.2

a. Calidad de macizo rocoso (RQD)

Número de discontinuidades por m ³	:		18
Frecuencia de discontinuidades por metro lineal	:		-
- Palmstrom	RQD =		52
- Priestly y Hudson	RQD =		-
Valor asumido	RQD =		52

b. Módulo de deformación de la masa rocosa (MPa)

- Bieniawski (1978), Serafim y Pereira (1983)	Em =	2000 Mpa
- Kulhawy y Goodman (1980)	Em =	5000 Mpa
- Hoek (1995)	Em =	7519 Mpa
- Grimstad y Barton (1993)	Em =	8445 Mpa
Valor asumido	Em =	5000 Mpa

a. Parámetros de Hoek & Brown - masa rocosa

m	:	0.846
s	:	0.00028 Para roca alterada
s	:	0.00432 Para roca no dañada por voladura
a	:	0.5

a. Esfuerzos in-situ

k =	1.00	En rocas fracturadas en superficie
k =	1.50	En rocas no alteradas en superficie
k =	0.25	En medios homogéneos e isotrópicos en función de m
k =	46.93	Sheorey (1994)
k =	1.0	Valor asumido

Es fuerza vertical	sv	=	0.008 MPa
Es fuerza horizontal	Sh	=	0.008 MPa
Es fuerza principal menor	S3	=	0.08 a

b. Parámetros de resistencia cortante

Bieniawski (1979)	Cm	=	255 KPa
	fm	=	30.5 °
Hoek-Brown (1988)	h	=	1.00
	Cm	=	64.15 KPa
Ajuste de Mohr-Coulomb a la curva de Hoek-Brown - (1995)	fm	=	72.82 °
	lm	=	23.76
Valor asumido	Cm	=	87.10 KPa
	fm	=	66.81 °
Valor asumido	Cm	=	280.00 KPa
	fm	=	33.00 °

a. Capacidad admisible

Hoek (1995)	$s = 0.00432$
	$sc = 513.8 \text{ Kg/cm}$
	$qult = 33.8 \text{ Kg/cm}$
AASHTO (1996)	$qult = Nms * Uc$
	$Nms = (B) 0.114$
	$Uc = 513.8 \text{ Kg/cm}$
	$qult = 58.6 \text{ Kg/cm}$
Criterio de comprobación	$qad < 0.2 * Uc$
	$qad < 0.2 * Uc$
	$Uc = 513.8 \text{ Kg/cm}$
	$qad < 102.8 \text{ Kg/cm}$
	$qad < 0.33 * f'c$
	$f'c = 210.0 \text{ Kg/cm}^2$
	$qad < 69.3 \text{ Kg/cm}$
Capacidad de soporte última asumida	$qult = 33.8 \text{ Kg/cm}^2$
Capacidad admisible de la roca	$qad = 11.2 \text{ Kg/cm}$

ANÁLISIS QUÍMICO.	
MUESTRA	E-I
Contenidos de sulfatos, ppm	1230
Contenidos de cloruros, ppm	936.5
Contenidos de totales, ppm	1135.00

Figura N° 22: Resultados del análisis químico.
Fuente (Elaboración propia)

Los valores que se muestran en el análisis químico es de 1230 ppm que están dentro de los parámetros permisibles de agresividad al concreto, por consiguiente, según la Norma E-60 del RNE de exposición del sulfato, se deberá utilizar Cemento Portland Tipo II, las cuales son para preparación de concretos de cimientado y muro de contención.

C) Ensayo de carga puntual ASTMD – 5731

1. Índice de calidad de las rocas RQD

“Está basado en la recuperación modificada de un testigo, o sea, el porcentaje de recuperación de un testigo de sondeo. Depende indirectamente del número de fracturas y del grado de alteración del macizo rocoso”.

La fórmula alternativa empleada para determinar el RQD, cuando no hay sondeos, es:

$$RQD = 115 - 3.3JV$$

Siendo:

JV: Número de juntas identificadas en el macizo rocoso por m²

Tabla N° 02: Índice de calidad de las rocas RQD

RQD (%)	Calidad de roca
< 25	muy mala
25 - 50	mala
50 - 75	regular
75 - 90	buena
90 - 100	excelente

Fuente: (Manual de evaluación geotécnica)

Resultado de la evaluación geomecánica: **RQD = 52**

Según el resultado de la evaluación de tabla geomecánica de designación de calidad de la roca, el resultado muestra que la roca es de media calidad y se encuentra levemente meteorizada. Por consiguiente, se recomienda que para la excavación de cimiento para el muro de mampostería deberán ser más profundas.

2. Índice de calidad de las rocas RQD

El resultado de la resta (el factor de ajuste es negativo) es: “el índice final RMR, que puede variar entre 0 y 100, y que clasifica los macizos rocosos en cinco clases”.

Se presenta a continuación las Tablas dirigidas a las evaluaciones expeditivas de macizos rocosos de Bieniawski:

Tabla N° 03: Ensayo de carga puntual

R.Q.D. (%)	Puntaje
90 - 100	20
75 - 90	18
50 - 75	13
25 - 50	8
< 25	3

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 04: Puntaje según resistencia a la Compresión Simple (B)

Índice del Ensayo de Carga Puntual (MPa)	Resistencia a la Compresión Simple (RCS) (MPa)	Puntaje
>10	> 250	15
4 – 10	100 - 250	12
2 – 4	50 - 100	7
1 – 2	25 - 50	4
--	10 - 25	2
--	3 - 10	1
--	< 3	0

Fuente: (Elaboracion propia)

La característica mecánica principal de la resistencia a la compresión. Según los valores RCS en MPa se ubican dentro de los valores estimados de 50 a 100 el cual se tiene una puntuación de 7, Los resultados de las pruebas de resistencia a la compresión, muestra la resistencia especificada de dicha estructura determinada.

Tabla N° 05: Puntaje según espaciamiento de discontinuidades del juego más importante

Espaciamiento (m)	Puntaje
>2	20
0,6 – 2,0	15
0,2 – 0,6	12
0,06 – 0,2	8
< 0,06	5

Fuente: (Elaboración propia)

El espaciamiento de discontinuidades se aprecia un puntaje con valor de 12; el cual, describe que se encuentra media separada con bloques u estratos

Tabla N° 06: Puntaje según las condiciones de discontinuidades (D)

Descripción	Puntaje
Superficies muy rugosas, de poca extensión, paredes de roca resistente	15
Superficies poco rugosas, apertura menor a 1 mm, paredes de roca resistente	13
Ídem anterior, pero con paredes de roca blanda	7
Superficies suaves ó relleno de falla de 1 a 5 mm de espesor ó apertura de 1 a 5 mm, las discontinuidades se extienden por varios metros	4
Discontinuidades abiertas, con relleno de falla de más de 5 mm de espesor ó apertura de más de 5 mm, las discontinuidades se extienden por varios metros	0

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 07: Puntaje según las condiciones del agua subterránea (E)

Filtración por cada 10m de longitud de túnel (L/min)	Presión del agua en la discontinuidad dividido la tensión Principal Mayor	Condiciones Generales	Puntaje
Nada	0	Completamente seco	15
< 10	0,0 – 0,1	Apenas húmedo	13
10 – 25	0,1 – 0,2	Húmedo	7
25 – 125	0,2 – 0,5	Goteo	4
> 125	> 0,5	Flujo continuo	0

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 08: Corrección por la orientación de las discontinuidades

Evaluación de la influencia de la orientación para la obra	Puntaje para túneles	Puntaje para fundaciones
Muy favorable	0	0
Favorable	-2	-2
Medio	-5	-7
Desfavorable	-10	-15
Muy desfavorable	-12	-25

Fuente: (Elaboración propia)

Resultado de la evaluación geomecánica: **RMR = 56**

tabla N° 09: Categoría de la Clasificación Geomecánica

CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA FINAL (Bieniawski)		
RMR Suma de los puntajes de las tablas	Calificación del Macizo Rocoso	Clase
81 - 100	Muy bueno	I
61 - 80	Bueno	II
41 - 60	Regular	III
21 - 40	Malo	IV
0 - 20	Muy malo	V

Fuente: (Elaboracion propia)

3. Cálculo de la resistencia a la compresión simple de la roca mediante el ensayo de carga puntual Franklin

Se estimó el índice de carga puntual de los testigos muestreados, las características de las muestras se detallan de acuerdo a sus dimensiones, en cuanto al índice de carga puntual son verificables por mediante la presión y la resistencia a la compresión como se muestra a continuación.

- Muestra : M-1 y M-2
- Tipo de roca: intrusivo (gabro-diorita)
- Procedencia: macizo rocoso

Tipo de muestras: testigos irregulares

N° DE TESTIGO	CARACTERÍSTICAS DE LA MUESTRA				ÍNDICE DE CARGA PUNTUAL			RESISTENCIA A LA	
					ESTÁNDAR			COMPRESIÓN	
	Dimensiones (mm)			D _{r2}	I _{S(50)}			sc	
	Ancho	Largo	Altura	(mm ²)	Presión (bar)	(MPa)	(kg/cm ²)	(MPa)	(kg/cm ²)
M-1	41.50	70.50	36.00	1902.22	32.20	2.31	23.5	53.1	541.4
M-2	38.40	65.20	38.40	1877.47	28.60	2.07	21.1	47.7	486.1

Figura N° 23: Ensayo de carga puntual

Fuente (Elaboración propia)

resultados de ensayos					
índice de carga puntual			resistencia a la compresión		
máximo	mínimo	promedio	máximo	mínimo	promedio
2.31 MPa	2.07 MPa	2.19 MPa	53.10 MPa	47.67 MPa	50.38 MPa
23.5 kg/cm ²	21.1 kg/cm ²	22.3 kg/cm ²	541.4 kg/cm ²	486.1 kg/cm ²	513.8 kg/cm ²
clasificación de la roca según su resistencia					
RESISTENTE					
CLASE R4					

Figura N° 24: Resultados de ensayo
Fuente (Elaboración propia)

Se muestra los resultados de la roca de grado R4 que tiene características resistentes del ensayo del índice de carga puntual entre máximo, mínimo y promedio como también de la resistencia a la compresión.

4.1.3. Diseño de muros

A. Datos generales para el diseño

➤ Datos del suelo de la base para los muros

$\Phi = 38.00$ Angulo de fricción interna del Suelo (Angulo
Reposo = Talud Natural)

0.6632 (ángulo Φ en radianes)

P.e. terr. = 2.10 tn/m³ Peso Especif. del Suelo

c.p.s. = 11.30 kg/cm² Capacid. Portante de Suelo

C = 0.00 tn/m² Cohesión

➤ Datos del relleno para los muros

$\Phi = 38.0^\circ$ Angulo de fricción de Suelo

➤ **Datos del concreto para los muros**

P.e. muro =	2.65	tn/m ³	Peso Especif. Pantalla	2.0 t/m ³
P.e. Ciment=	2.65	tn/m ³	Peso Especif. Ciment.	mampostería, 2.4 t/m ³ Concreto
f'c=	140	kg/cm ²	Resistencia del Concreto	Ciclópeo
FSV =	1.50	Factor Seguridad Volteo (1.50)		
FSD =	1.25	Factor Seguridad Deslizamiento (1.50)		
f =	tang(Φ)	0.78	0.78	Coefic. de Fricción

➤ **Equivalente S/C Veh. Peat. o para los muros**

$$h' = 0.44 \text{ Sobrecarga (S/C ó W)} = 1,000 \text{ kg/m}^2$$

$$0.48 \text{ Sobrecarga Vehicular}$$

$$h' = w / \text{P.e.relleno}$$

Tramo H=0.90 M para diseño muro tipo M-1

En la sección B-B y A-A para los muros

SECCION B-B

Coeficiente de Empuje Activo	$K_a =$	0.2379	
Coeficiente de Empuje Pasivo	$K_p =$	42.038	
Empuje Activo Máximo	$E_a =$	0.484 tn.	
Ubicación del Empuje Activo	$d_h =$	0.45 m.	
Empuje Pasivo	$E_p =$	6.356 tn.	
Factor de Seguridad al Volteo	$FSV =$	7.81 > 1.50	Conforme
Factos de Seguridad al Deslizamiento	$FSD =$	16.87 > 1.25	Conforme
Ubicación de la Resultante:	$x_o =$	=0.47 m.	
$e = B/2 - x_o < B/6$ - Cálculo de la Excentricidad:		0.057 < 0.175	Conforme
Comprobación a hundimiento			
$q_1 = < c.p.s. =$	Cálculo de Presiones:	0.40 < 11.30	Conforme
kg/cm ²	Diagrama		Trapezoidal

SECCION A-A

Factos de Seguridad al Volteo	$xFSV =$	15.21 > 1.50	Conforme
Factos de Seguridad al Deslizamiento	$xFSD =$	6.71 > 1.25	Conforme

Datos de sobrecarga

Para las Secciones

	B – B	A - A
q = 0.00 tn/m ²		
Ht1 = 1.10 m. Para la seccion B-B ang 1 = arctang (1/h)	42.27	63.43
Ht2 = 0.50 m. Para la seccion A-A ang 2 = arctang ((a'+b')/h)	<u>0.00</u>	<u>0.00</u>
a' = 0.00 m.	-42.27	-63.43
b' = 0.00 m. P = q / 90 x H x (ang2 - ang1)	0.00 tn/m	0.00

Cálculo del Empuje Activo (para el resto de muros):

Ka =

- Cos(α)= 1.0000
- Cos2(α)= 1.0000 45
- Cos2(Φ)= 0.6210

Ka = 0.2379

Profundidad de Desplante (para el resto de muros):

Df = 1.20 m.

$$45 \quad Kp = Tg^2 (45 + \Phi/2)$$

Kp = 4.2038 Coeficiente de Empuje Pasivo

Ep = 6.36 tn. (Se utilizan datos de la Base)

Datos para la sección B-B:

Ea = (Emp. Terreno con/sin talud)+(E. Vehi-Peat)+(Empuje Muro Superior)

$$Ea = (\frac{1}{2} \times P.e. \text{ Relleno} \times Ka \times H_{\text{terreno}}^2) + (s/c \times H \times Ka) + (q / 90 \times H \times (\text{ang2} - \text{ang1}) - 2 \times C \times h \times \sqrt{Ka})$$

0.478059
 Cohesión $E_a = 0.4842$ tn.

Revisar Empuje Activo con
Empuje Activo Máximo

$$dh = \frac{1}{3} \times h \times \left[\frac{(h + 3 \times h')}{(h + 2 \times h')} \right] dh$$

$$= 0.45 \text{ m.}$$

$$E_v = E_a \times \sin(\text{ang.}) \quad (\alpha = 0.00)$$

$$E_v = 0.000 \text{ tn.}$$

$$E_h = E_a \times \cos(\text{ang.}) \quad E_h$$

$$= 0.484 \text{ tn.}$$

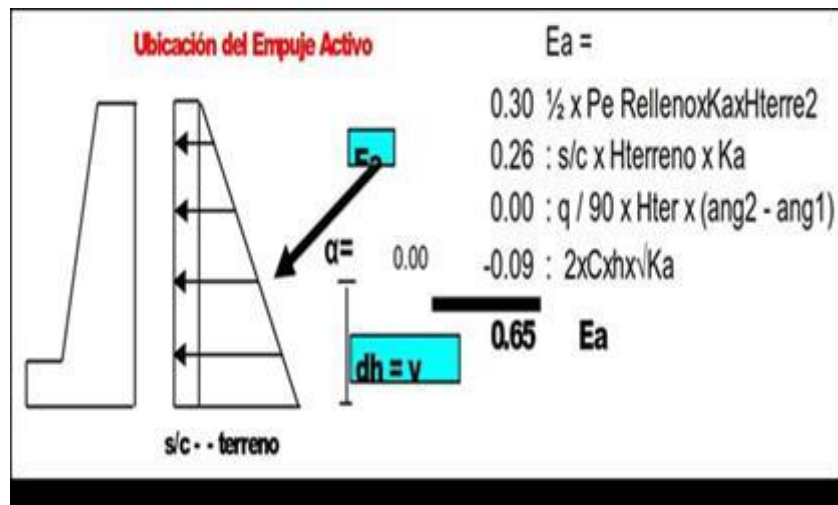


Figura N° 25: Ubicación del empuje activo
 Fuente: (Elaboración propia)

Datos para la sección A-A:

	Ea =
0.1424	$0.06 \frac{1}{2} \times Pe \text{ RellenoxKaxHterre2}$
Ea = 0.156 tn.	$0.12 : s/c \times Hterreno \times Ka$
	$0.00 : q / 90 \times Hter \times (\text{ang2} - \text{ang1})$

$$D_h = 0.22 \text{ m}$$

$$E_v = (E_a \times \sin(\text{ang.})) \cdot 0.0000 \quad (\text{ang.} = 0.00)$$

$$E_v = 0.000 \text{ tn.}$$

$$E_h = E_a \times \cos(\text{ang.}) \quad E_h =$$

$$0.156 \text{ tn.}$$

❖ **Profundidad de la grieta de tensión:**

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} = 0.16 \text{ m.}$$

❖ **Empuje Activo después de la ocurrencia de la grieta de tensión:**

$$E_a = \frac{1}{2}(H - z_c)(\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}) + s/c \times H \times K_a + q / 90 \times H \times (\text{ang}^2 - \text{ang}^1)$$

$$E_a = 0.48 \text{ tn.} \quad \text{para sección B - B}$$

$$E_a = 0.15 \text{ tn.} \quad \text{para sección A - A}$$

❖ **Empuje Activo con el cálculo de K_a' :**

$$q = \gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad K_a' = q \cdot 0.47$$

$$q = 0.47 \text{ tn/m}^2 \quad \frac{\gamma H \cdot 2.31}{}$$

$$K_a' = 0.2041$$

$$E_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_a \times h^2 + s/c \times H \times K_a + q / 90 \times H \times (\text{ang}^2 - \text{ang}^1)$$

$$E_a = 0.4838 \text{ tn.} \quad \text{para sección B - B}$$

$$E_a = 0.1556 \text{ tn.} \quad \text{para sección A - A}$$

Estudio en la sección A-A':

❖ Cálculo de Verificación de estabilidad

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD:				Coeficien. Fig: Rectan=1 Triang=0.5	Pesos (BxAxPExCoef)	Brazo de Momento	Momento de los Pesos
	Base	Altura	P.e.				
P1	0.40	0.90	2.65	1.00	0.954	0.20	0.191
P2	0.00	0.90	2.65	0.50	0.000	0.00	0.000
P3	0.45	0.50	2.65	0.50	0.298	0.55	0.164
P5	0.45	0.50	2.10	0.50	0.236	0.70	0.165
P7	0.45	0.00	2.10	0.50	0.000	0.70	0.000
Ev					0.000	0.85	0.000

$$\Sigma P = 1.488$$

$$\Sigma M = 0.520$$

- a) Por Volteo A-A: $\Sigma M / (Eh \times dh)$ FSV = 15.21 > 1.50 **Conforme**
 b) Por Deslizamiento A-A: $[\Sigma P \times \text{Tang } \Phi] / E$ FSD = 6.71 > 1.25 **Conforme**

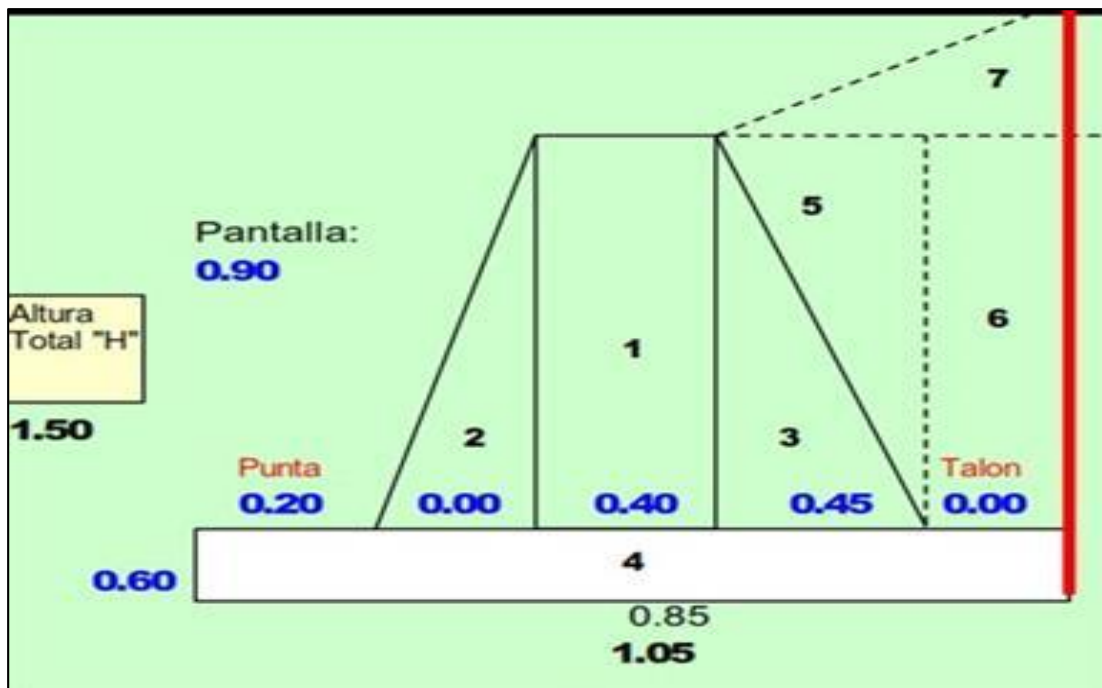


Figura N° 26: Sección A-A para M-1

Fuente (Elaboración propia)

Estudio en la sección B-B':

❖ Cálculo de Verificación de estabilidad

Verificación de Estabilidad:				Coeficien. Fig: Rectan=1 Triang=0.5	Pesos (BxAxPExCoef)	Brazo de Momento	Momento de los Pesos
	Base	Altura	P.e.				
P1	0.40	0.90	2.65	1.00	0.954	0.40	0.382
P2	0.00	0.90	2.65	0.50	0.000	0.20	0.000
P3	0.45	0.50	2.65	0.50	0.298	0.75	0.224
P4	1.05	0.60	2.65	1.00	1.670	0.53	0.876
P5	0.45	0.50	2.10	0.50	0.236	0.90	0.213
P6	0.00	0.50	2.10	1.00	0.000	1.05	0.000
P7	0.45	0.00	2.10	0.50	0.000	0.90	0.000
<u>Ev</u>					0.000	1.05	0.000

$$\Sigma P = 3.158 \qquad \Sigma M = 1.694$$

a) Por Volteo B-B: $\Sigma M / (Eh \times dh)$ FSV = 7.81 > 1.50 **Conforme**

El Momento de los Pesos debe ser mayor en 1.5 veces el Momento del Empuje Horizontal

b) Por Deslizamiento B-B:

$$f = 0.9 \times \text{Tang } \Phi$$

$$Fr = \text{Fuerza Resistente} = \Sigma P \times f$$

$$\Sigma P \times 0.90 \times \text{Tan } \Phi / Eh = Fr / Eh$$

$$FSD = 4.58 > 1.25 \qquad \text{Conforme}$$

$$16.87 > 1.25 \qquad \text{Conforme}$$

La Fuerza Resistente debe ser mayor en 1.25 veces el Empuje Horizontal

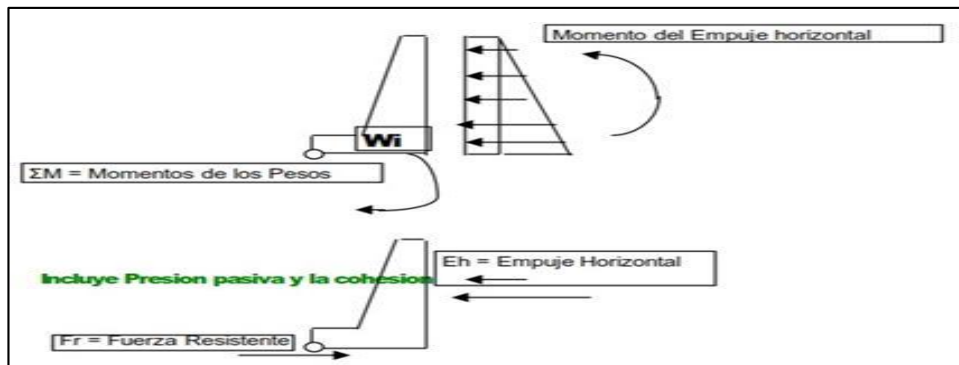


Figura N° 27: Momento de los pesos M-1

Fuente: (Elaboración propia)

❖ Ubicación de la Resultante:

Se verifica que la Resultante de la Base esté dentro del 1/3 central de la cimentación $x_o = \text{Centro de Gravedad de la Resultante Ideal}$

$$x_o = 0.468 \text{ m.}$$

$$\Sigma P \cdot X_o = \Sigma \text{Momentos} - (E_h \times d_h)$$

$$X_o = \frac{\Sigma \text{Momentos} - (E_h \times d_h)}{\Sigma P}$$

Cuidado que X_o sea Negativo

❖ Cálculo de la Excentricidad: Comprobación a

hundimiento

Esto se da debido que: “Para evitar la inclinación del muro por asentamientos diferenciales de la cimentación, es deseable que las resultantes de las presiones en el suelo actúen en el núcleo central de la superficie resistente (1/3 central de la Base)”

$$e = B/2 - x_o < B/6$$

$$0.057 < 0.175 \quad \text{Conforme}$$

❖ **Cálculo de Presiones:**

Se debe verificar que la máxima presión sobre el terreno, que ocurre al filo de la zapata delantera, no sobrepase la capacidad admisible del suelo.

$$q_1 = \Sigma P/B \times [1 + (6 \times e) / B] \quad 3.99 \text{ tn/m}^2$$

Diagrama

$$q_2 = \Sigma P/B \times [1 - (6 \times e) / B] \quad 2.02 \text{ tn/m}^2 \quad \text{Trapezoidal}$$

$$0.399 < 11.20 \quad \text{Conforme}$$

❖ **Cálculo de la capacidad de carga ultima**

❖ **Datos del suelo de la base para M-1**

Datos del Suelo de la Base:

$\Phi =$	31.8	(38.0)	$N_c = (N_q - 1)/\text{tg}(\Phi)$	Factores de Capacidad de Carga
Peso Específico del Suelo: P.e.=	2.25 tn/m ³ 0.00225 kg/cm ³	(2.10)	$N_q = e^{-2\text{tg}(\Phi)} \times \text{tg}^2(45+\Phi/2)$ $N_y = (N_q + 1) \times 2 \times \text{tg}(\Phi)$	
Profundidad de Desplante: Df=	1.20 m. 120.00 cm.	(1.20)	$S_c = 1 + (N_q/N_c) \times (B/L)$ $S_q = 1 + (\text{tg}\Phi) \times (B/L)$ $S_y = 1 - 0.4 \times (B/L)$	Factores de Forma
			$F_{cd} = 1 + 0.4 \times (D/B')$ $F_{qd} = 1 + 2 \times \text{tg}\Phi \times (1 - \text{sen}\Phi)^2 \times (D/B')$ $F_{yd} = 1.00$	Factores de Profundidad
			$\psi = \arctan(E \times \text{acos}\alpha / \Sigma P)$	0.25
Ancho de Zapata: B'=	1.41 m. 141.00 cm.	(.94)		

Longitud del Muro: 1.00 m.

L=

Cohesion: C= 0.08 tn/m² (.00)
0.008 kg/cm²

$$F_{ci} = (1 - \psi/90)^2$$

Factores de Inclinación

$$F_{qi} = (1 - \psi/90)^2$$

$$F_{yi} = (1 - \psi/\phi)^2$$

0 Modificar, 0 ó 1 1

Nc = 34.90 Sc = 1.91 Fcd = 1.00 Fci = 0.70

Nq = 22.64 Sq = 1.87 Fqd = 1.00 Fqi = 0.70

Ny = 29.31 Sy = 0.44 Fyd = 1.00 Fyi = 0.30

Fuente: Elaboración Propia

$$q_{ult} = c N_c F_{cd} F_{ci} + P.e. D_f N_q F_{qd} F_{qi} + 1/2 P.e. B' N_y F_{yd} F_{yi}$$

qult =	9.02 kg/cm ²	90.19 tn/m ²	Capacidad Ultima
--------	-------------------------	-------------------------	------------------

$$q_{ult} / q_{punta} \quad FSV = 22.604 > 3.00 \quad \text{Conforme}$$

F.S.

Qadm =	3.01	kg/cm ²	Capacidad Admisible
--------	------	--------------------	---------------------

Calculo de asentamiento para M-1

qs = 11.04 kg/cm² (3.01) Esfuerzo Transmitido $\Sigma P / (B \times L)$

μ (Poisson)= 0.30 Relación de Poisson

lw = 100.00 cm/cm Factor de Influencia

B = 2.34 m. (1.41) Ancho de la Cimentación

Es = 1,000.00 tn/m² Módulo de Elasticidad 1

100.00 kg/cm² kg/cm² = 1/10 tn/m²

Fuente: Elaboración Propia

$$\text{Asentamiento} = 2.35 \text{ cm.} < 2.54 \quad \text{Conforme} \quad A_s = q_s \times B \times (1 - \mu^2) \times l_w / E_s$$

❖ Análisis por sismo

Ea = Emp. Terreno con/sin talud + E. Vehi-PeatEmpuje -

Muro Superior

$$E_a = (1/2 \times P.e. \text{ Relleno} \times K_a \times H_{\text{terreno}}^2) + (s/c \times H \times K_a + q$$

$$/ 90 \times H \times (\text{ang}2 - \text{ang}1)) - (2 \times C_x h x \sqrt{K_a})$$

$$E_a = 0.48 \text{ dh} \quad 0.45$$

$$\Sigma M = 1.69$$

$$\text{Incremento por sismo} = 0.47 \quad (1/2 \gamma(h') \Delta k_{ae}) \quad \Delta k_{ae} = 0.20$$

(De)

a) Por Volteo B-B:

$$\Sigma M / (E_h \times d_h) + (D_e \times 2 \times H/3)$$

$$FSV = 2.46 > 1.20 \quad \text{Conforme}$$

TRAMO H=1.40 para Diseño muro tipo M-2 (H=2.00m)

❖ **Datos de sobrecarga**

		Para las Secciones	
		B - B	A - A
q	= 0.00 tn/m ²		
Ht1	= 1.60 m. Para la seccion B-B	ang 1 = arctang (1/h)	32.01
Ht2	= 1.00 m. Para la seccion A-A	ang 2 = arctang ((a'+b')/h)	0.00
a'	= 0.00 m.		<u>0.00</u>
b'	= 0.00 m.		<u>-32.01</u>
	$P = q / 90 \times H \times (\text{ang}2 - \text{ang}1)$	0.00 tn/m	0.00

❖ **Cálculo del Empuje Activo:**

$$K_a = 0.2379$$

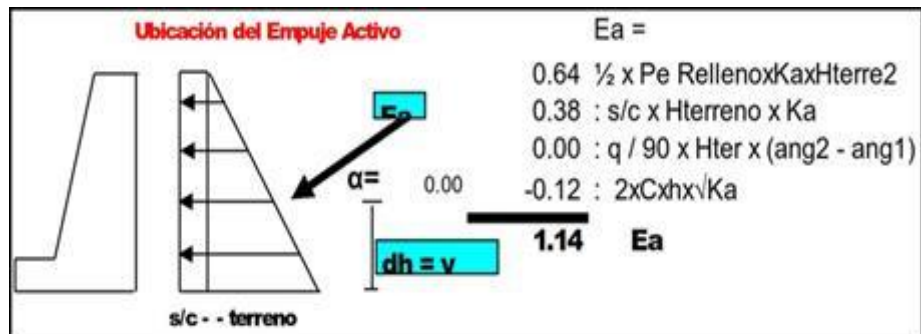
❖ **Profundidad de Desplante:**

- Df = 1.20 m.
- Kp = 4.2038 Coeficiente de Empuje Pasivo
- Ep = 6.36 tn. (Se utilizan datos de la Base)

❖ **Datos para la sección B-B:**

- Ea = 0.9204 tn. **Empuje Activo Máximo**
- dh = 0.63 m.

- $E_v = 0.000$ tn.
- $E_h = 0.920$ tn.



- Figura N° 28: Ubicación del empuje activo

Fuente: (Elaboracion propia)

-

❖ Datos para la sección A-A:

- $E_a = 0.440$ tn.
- $dh = 0.41$ m.

❖ Profundidad de la grieta de tensión:

$Z_c = 0.16$ m.

❖ Empuje Activo despues de la ocurrencia de la grieta de tensión:

$E_a = 0.90$ tn. para sección B - B
 $E_a = 0.42$ tn. para sección A - A

❖ Empuje Activo con el cálculo de K_a' :

- $K_a' = 0.2147$
- $q = 0.72$ tn/m²

$E_a = 0.9204$ tn. para sección B - B
 $E_a = 0.44$ tn. para sección A - A

❖ **Estudio en la sección A-A':**

Calculo de Verificación de estabilidad

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD:				Coeficien. Fig: Rectan=1 Triang=0.5	Pesos (BxAxPExCoef)	Brazo de Momento	Momento de los Pesos
	Base	Altura	P.e.				
P1	0.40	1.40	2.65	1.00	1.484	0.20	0.297
P2	0.00	1.40	2.65	0.50	0.000	0.00	0.000
P3	0.70	1.00	2.65	0.50	0.928	0.63	0.587
P5	0.70	1.00	2.10	0.50	0.735	0.87	0.637
P7	0.70	0.00	2.10	0.50	0.000	0.87	0.000
Ev					0.000	1.10	0.000

$$\Sigma P = 3.147 \qquad \Sigma M = 1.521$$

a) Por Volteo A-A: $FSV = 8.40 > 1.50$ **Conforme**

b) Por Deslizamiento A-A: $FSD = 5.02 > 1.25$ **Conforme**

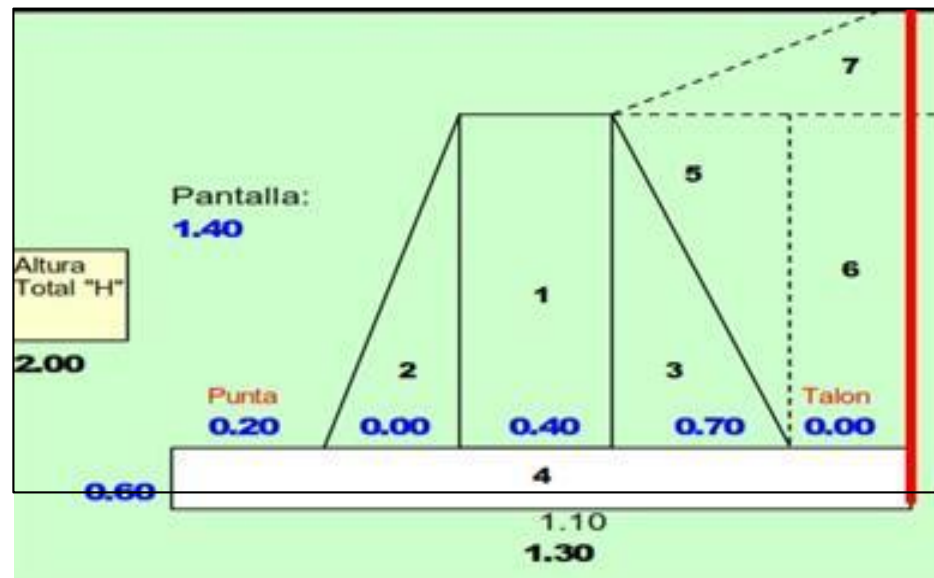


Figura N° 29: Sección A-A para M-2

Fuente: (Elaboración propia)

❖ Estudio en la sección B-B':

Calculo de Verificación de estabilidad

	Verificación de Estabilidad:			Coeficien. Fig: Rectan=1 Triang=0.5	Pesos (BxAxPExCof)	Brazo de Momento	Momento de los Pesos
	Base	Altura	P.e.				
P1	0.40	1.40	2.65	1.00	1.484	0.40	0.594
P2	0.00	1.40	2.65	0.50	0.000	0.20	0.000
P3	0.70	1.00	2.65	0.50	0.928	0.83	0.773
P4	1.30	0.60	2.65	1.00	2.067	0.65	1.344
P5	0.70	1.00	2.10	0.50	0.735	1.07	0.784
P6	0.00	1.00	2.10	1.00	0.000	1.30	0.000
P7	0.70	0.00	2.10	0.50	0.000	1.07	0.000
Ev					0.000	1.30	0.000

$$\Sigma P = 5.214$$

$$\Sigma M = 3.494$$

a) Por Volteo B-B: $\Sigma M / (Eh \times dh)$ FSV = 6.05 > 1.50 **Conforme**

b) Por Deslizamiento B-B:

$\Sigma P \times 0.90 \times \tan \Phi / Eh = Fr / Eh$ FSD = 3.98 > 1.25 **Conforme**

10.15 > 1.25 **Conforme**

❖ Ubicación de la Resultante:

$$x_0 = 0.559 \text{ m.}$$

❖ Cálculo de la Excentricidad: Comprobación a hundimiento

$$0.057 < 0.175 \quad \text{Conforme}$$

❖ **Cálculo de Presiones:**

$$q_1 = \Sigma P/B \times [1 + (6 \times e) / B] \quad 5.69 \text{ tn/m}^2$$

Diagrama

$$q_2 = \Sigma P/B \times [1 - (6 \times e) / B] \quad 2.33 \text{ tn/m}^2 \text{ Trapezoidal}$$

0.569 < 11.20 **Conforme**

❖ **Cálculo de la capacidad de carga ultima**

Datos del suelo de la base para M-2

Datos del Suelo de la Base:

$\Phi =$	31.8	(38.0)
Peso Específico del Suelo:	2.25 tn/m ³ = 0.00225 kg/cm ³	(2.10)
P.e.=		
Profundidad de Desplante: Df=	1.20 m. = 120.00 cm.	(1.20)
Ancho de Zapata: B'=	1.41 m. = 141.00 cm.	(1.12)
Longitud del Muro: L=	1.00 m.	
Cohesion: C=	0.08 tn/m ² = 0.008 kg/cm ²	(.00)

qult =	9.02 kg/cm ²	90.19 tn/m ²	Capacidad Ultima
--------	-------------------------	-------------------------	------------------

$$qult / q_punta \quad FSV = 15.854 > 3.00 \quad \text{Conforme}$$

F.S.

qadm=	3.01	kg/cm ²	Capacidad Admisible
-------	------	--------------------	---------------------

❖ Calculo de asentamiento

Calculo asentamiento para M-2

qs =	11.04 kg/cm ²	(4.01)	Esfuerzo Transmitido $\Sigma P / (B \times L)$
μ (Poisson)=	0.30		Relación de Poisson
lw =	100.00 cm/cm		Factor de Influencia
B =	2.34 m.	(1.41)	Ancho de la Cimentación
Es =	1,000.00 tn/m ²		Módulo de Elasticidad 1
	100.00 kg/cm ²		kg/cm ² = 1/10 tn/m ²

Fuente: Elaboración Propia

Asentamiento = 2.35 cm. < 2.54 **Conforme**

❖ Análisis por sismo

Ea = 0.92

dh 0.63

ΣM . 3.49

Incremento por sismo 0.47 $(1/2 Y(h') \Delta k_{ae})$ $\Delta k_{ae}=0.20$

(De)

a) Por Volteo B-B:

FSV = 2.46 > 1.20

Conforme

Diseño muro tipo M-3 (H=2.50m)

❖ Datos de sobrecarga

		Para las Secciones	
		B - B	A - A
q	= 0.00 tn/m ²		
Ht1	= 2.10 m. Para la seccion B-B	ang 1 = arctang (1/h)	25.46 33.69
Ht2	= 1.50 m. Para la seccion A-A	ang 2 = arctang ((a'+b')/h)	<u>0.00</u> <u>0.00</u>
a'	= 0.00 m.	-25.46	-33.69
b'	= 0.00 m.	P = q / 90 x H x (ang2 - ang1)	0.00 tn/m 0.00

❖ Cálculo del Empuje Activo:

$$K_a = 0.2379$$

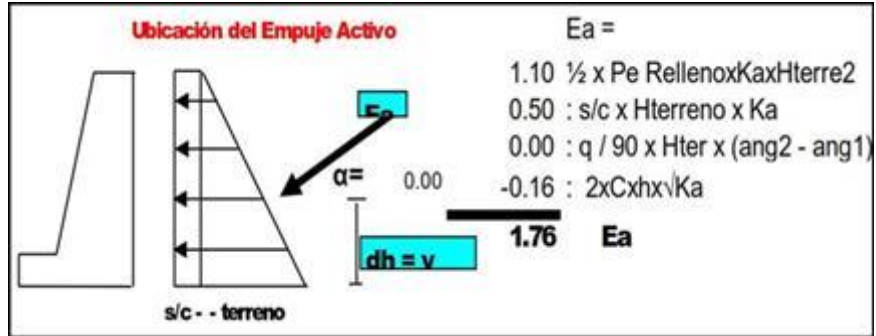
❖ Profundidad de Desplante:

- Df = 1.20 m.
- Kp = 4.2038 Coeficiente de Empuje Pasivo
- Ep = 6.36 tn. (Se utilizan datos de la Base)

❖ Datos para la sección B-B:

- Ea = 1.4820 tn. **Empuje Activo Máximo** □ dh = 0.80 m.
- Ev = 0.000 tn.
- Eh = 1.482 tn.

Figura N° 30: Ubicación del empuje activo



Fuente: (Elaboracion propia)

❖ **Datos para la sección A-A:**

- $E_a = 0.850 \text{ tn.}$
- $dh = 0.59 \text{ m.}$

❖ **Profundidad de la grieta de tensión:**

$Z_c = 0.16 \text{ m.}$

❖ **Empuje Activo después de la ocurrencia de la grieta de tensión:**

$E_a = 1.44 \text{ tn.}$ para sección B - B
 $E_a = 0.81 \text{ tn.}$ para sección A - A

❖ **Empuje Activo con el cálculo de K_a' :**

- $K_a' = 0.2202$
 - $q = 0.72 \text{ tn/m}^2$
- $E_a = 1.48197 \text{ tn.}$ para sección B - B
 $E_a = 0.85047 \text{ tn.}$ para sección A - A

❖ Estudio en la sección A-A':

Calculo de Verificación de estabilidad

	VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD:			Coeficien. Fig: Rectan=1 Triang=0.5	Pesos (BxAxPExCoef)	Brazo de Momento	Momento de los Pesos
	Base	Altura	P.e.				
P1	0.40	1.90	2.65	1.00	2.014	0.20	0.403
P2	0.00	1.90	2.65	0.50	0.000	0.00	0.000
P3	0.95	1.50	2.65	0.50	1.888	0.72	1.353
P5	0.95	1.50	2.10	0.50	1.496	1.03	1.546
P7	0.95	0.00	2.10	0.50	0.000	1.03	0.000
Ev					0.000	1.35	0.000

$\Sigma P = 5.398$ $\Sigma M = 3.302$

a) Por Volteo A-A: FSV = 6.55 > 1.50 **Conforme**

b) Por Deslizamiento A-A: FSD = 4.46 > 1.25 **Conforme**

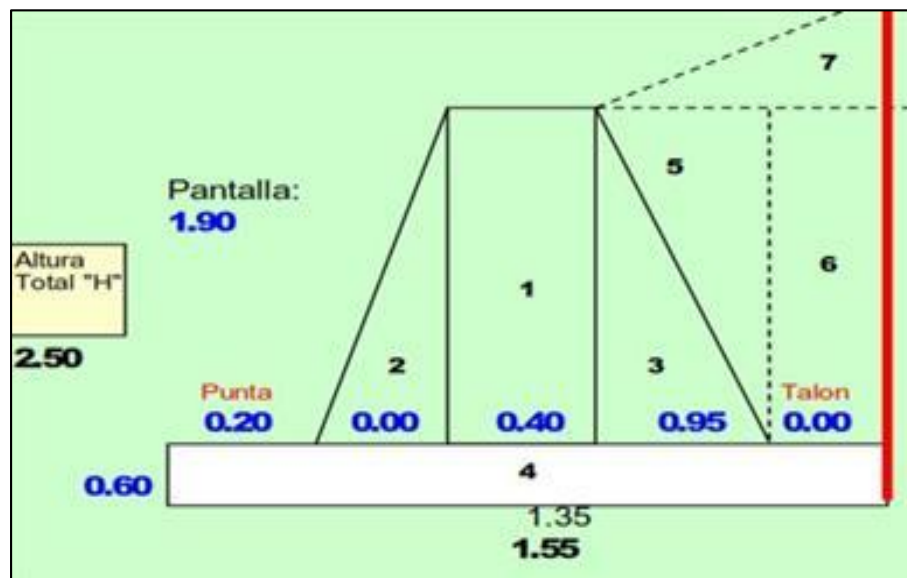


Figura N° 31: Sección A-A para M-3

Fuente: (Elaboración propia)

Estudio en la sección B-B

Calculo de Verificación de estabilidad

Verificación de Estabilidad:				Coeficien. Fig: Rectan=1 Triang=0.5	Pesos (BxAxPExCo ef)	Brazo de Momento	Momento de los Pesos
	Base	Altura	P.e.				
P1	0.40	1.90	2.65	1.00	2.014	0.40	0.806
P2	0.00	1.90	2.65	0.50	0.000	0.20	0.000
P3	0.95	1.50	2.65	0.50	1.888	0.92	1.731
P4	1.55	0.60	2.65	1.00	2.465	0.78	1.910
P5	0.95	1.50	2.10	0.50	1.496	1.23	1.845
P6	0.00	1.50	2.10	1.00	0.000	1.55	0.000
P7	0.95	0.00	2.10	0.50	0.000	1.23	0.000
Ev					0.000	1.55	0.000

$$\Sigma P = 7.863$$

$$\Sigma M = 6.292$$

a) Por Volteo B-B: $\Sigma M / (Eh \times dh)$ FSV = 5.28 > 1.50 **Conforme**

b) Por Deslizamiento B-B:

$\Sigma P \times 0.90 \times \tan \Phi / Eh = Fr / Eh$ FSD = 3.72 > 1.25 **Conforme**

7.33 > 1.25 **Conforme**

❖ Ubicación de la Resultante:

$$x_0 = 0.649 \text{ m.}$$

❖ Cálculo de la Excentricidad: Comprobación a hundimiento

$$0.126 < 0.258 \quad \text{Conforme}$$

❖ Cálculo de Presiones:

$$q_1 = \Sigma P / B \times [1 + (6 \times e) / B] \quad 7.55 \text{ tn/m}^2$$

Diagrama

$$q_2 = \Sigma P/B \times [1 - (6 \times e) / B] \quad 2.59 \text{ tn/m}^2 \text{ Trapezoidal}$$

0.755 < 11.20 **Conforme**

❖ Cálculo de la capacidad de carga ultima

Datos del suelo de la base para M-3

Datos del Suelo de la Base:

$\Phi =$	31.8	(38.0)
Peso Específico del Suelo:	2.25 tn/m ³ = 0.00225 kg/cm ³	(2.10)
P.e.=		
Profundidad de Desplante: Df=	1.20 m. = 120.00 cm.	(1.20)
Ancho de Zapata: B'=	1.41 m. = 141.00 cm.	(1.30)
Longitud del Muro: L=	1.00 m.	
Cohesion: C=	0.08 tn/m ² = 0.008 kg/cm ²	(.00)

qult =	9.02 kg/cm ²	90.19 tn/m ²	Capacidad Ultima
--------	-------------------------	-------------------------	------------------

$$qult / q_{\text{punta}} \quad FSV = 11.943 > 3.00 \quad \text{Conforme}$$

F.S.

qadm=	3.01	kg/cm ²	Capacidad Admisible
-------	------	--------------------	---------------------

❖ Calculo de asentamiento

Calculo asentamiento para M-3

qs =	11.04 kg/cm ²	(5.07)	Esfuerzo Transmitido $\Sigma P / (B \times L)$
μ (Poisson)=	0.30		Relación de Poisson
lw =	100.00 cm/cm		Factor de Influencia
B =	2.34 m.	(1.41)	Ancho de la Cimentación

Es = 1,000.00 tn/m² Módulo de Elasticidad 1
 100.00 kg/cm² kg/cm² = 1/10 tn/m²

Asentamiento = 2.35 cm. < 2.54 **Conforme**

❖ **Análisis por sismo**

Ea = 1.48 dh 0.80

ΣM . 6.29

Incremento por sismo 0.47 (1/2 Y(h') Δkae) Δkae=0.20
 (De)

a) Por Volteo B-B:

FSV = 1.86 > 1.20 **Conforme**

Diseño muro tipo M-4 (H=3.00m)

❖ **Datos de sobrecarga**

		Para las Secciones	
		B – B	A - A
q	= 0.00 tn/m ²		
Ht1	= 2.60 m. Para la seccion B-B ang 1 = arctang (1/h)	21.04	26.56
Ht2	= 2.00 m. Para la seccion A-A ang 2 = arctang ((a'+b')/h)	<u>0.00</u>	<u>0.00</u>
a'	= 0.00 m.	-21.04	-26.56
b'	= 0.00 m. P = q / 90 x H x (ang2 - ang1)	0.00 tn/m	0.00

❖ **Cálculo del Empuje Activo:**

□ Ka = 0.2379

❖ **Profundidad de Desplante:**

- Df = 1.20 m.
- Kp = 4.2038 Coeficiente de Empuje Pasivo
- Ep = 6.36 tn. (Se utilizan datos de la Base)

❖ **Datos para la sección B-B:**

- $E_a = 2.1684 \text{ tn.}$ **Empuje Activo Máximo** $dh = 0.98 \text{ m.}$
- $E_v = 0.000 \text{ tn.}$
- $E_h = 2.168 \text{ tn.}$

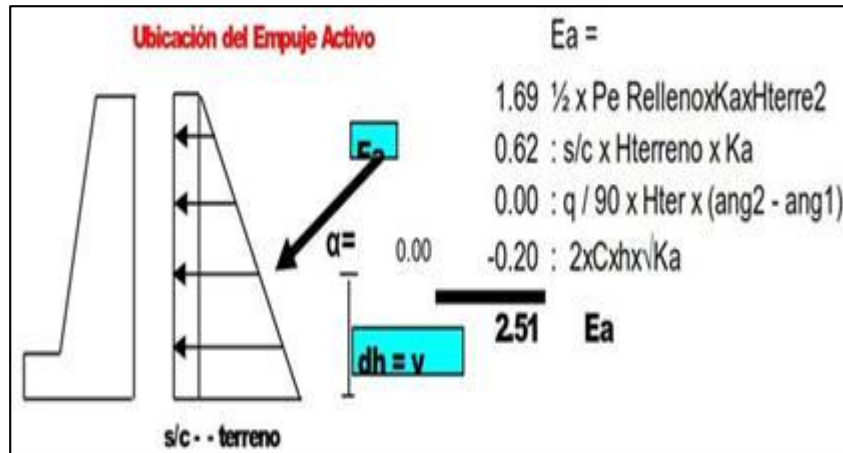


Figura N° 32: Ubicación del empuje activo

Fuente: (Elaboración propia)

❖ **Datos para la sección A-A:**

- $E_a = 1.3188 \text{ tn.}$
- $dh = 0.77 \text{ m.}$

❖ **Profundidad de la grieta de tensión:**

$Z_c = 0.16 \text{ m.}$

❖ **Empuje Activo después de la ocurrencia de la grieta de tensión:**

$E_a = 2.11 \text{ tn.}$ para sección B - B
 $E_a = 1.32 \text{ tn.}$ para sección A - A

❖ **Empuje Activo con el cálculo de K_a' :**

- $K_a' = 0.2236$
- $q = 1.22 \text{ tn/m}^2$

$E_a = 2.1684 \text{ tn.}$ para sección B - B
 $E_a = 1.3863 \text{ tn}$ para sección A - A

❖ Estudio en la sección A-A':

Calculo de Cuadro de Verificación de estabilidad

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD:				Coeficien. Fig: Rectan=1 Triang=0.5	Pesos (BxAxPExCoef)	Brazo de Momento	Momento de los Pesos
	Base	Altura	P.e.				
P1	0.40	2.40	2.65	1.00	2.544	0.20	0.509
P2	0.00	2.40	2.65	0.50	0.000	0.00	0.000
P3	1.25	2.00	2.65	0.50	3.313	0.82	2.705
P5	1.25	2.00	2.10	0.50	2.625	1.23	3.238
P7	1.25	0.00	2.10	0.50	0.000	1.23	0.000
Ev					0.000	1.65	0.000

$\Sigma P = 8.482$ $\Sigma M = 6.452$

- a) Por Volteo A-A: FSV = 6.06 > 1.50 **Conforme**
 b) Por Deslizamiento A-A: FSD = 4.30 > 1.25 **Conforme**

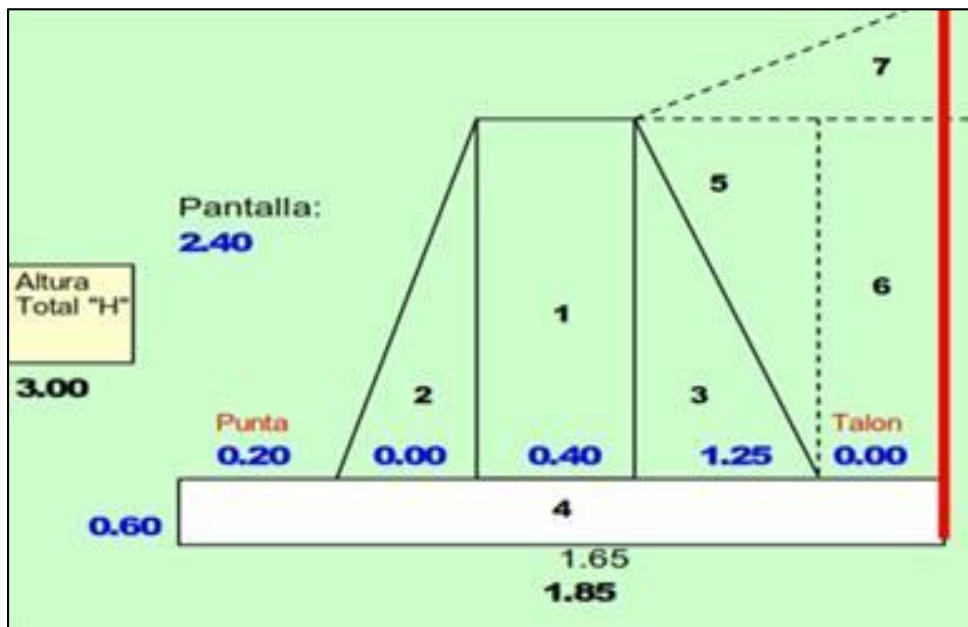


Figura N° 33: Sección A-A' para M-4

Fuente: (Elaboracion propia)

Estudio en la sección B-B':

Calculo de Verificación de estabilidad

	Verificación de Estabilidad:			Coeficien. Fig: Rectan=1 Triang=0.5	Pesos (BxAxPExCofef)	Brazo de Momento	Momento de los Pesos
	Base	Altura	P.e.				
P1	0.40	2.40	2.65	1.00	2.544	0.40	1.018
P2	0.00	2.40	2.65	0.50	0.000	0.20	0.000
P3	1.25	2.00	2.65	0.50	3.313	1.02	3.368
P4	1.85	0.60	2.65	1.00	2.942	0.93	2.721
P5	1.25	2.00	2.10	0.50	2.625	1.43	3.763
P6	0.00	2.00	2.10	1.00	0.000	1.85	0.000
P7	1.25	0.00	2.10	0.50	0.000	1.43	0.000
Ev					0.000	1.85	0.000

$$\Sigma P = 11.423 \qquad \Sigma M = 10.869$$

a) Por Volteo B-B: $FSV = 5.13 > 1.50$ **Conforme**

b) Por Deslizamiento B-B:

$$FSD = 3.70 > 1.25 \qquad \text{Conforme}$$

$$5.95 > 1.25 \qquad \text{Conforme}$$

❖ Ubicación de la Resultante:

$$x_o = 0.766 \text{ m.}$$

❖ Cálculo de la Excentricidad: Comprobación a hundimiento

$$0.159 < 0.308 \qquad \text{Conforme}$$

❖ Cálculo de Presiones:

$$q_1 = 9.36 \text{ tn/m}^2$$

Diagrama

$$q_2 = 2.99 \text{ tn/m}^2 \qquad \text{Trapezoidal}$$

$$0.936 < 11.20 \qquad \text{Conforme}$$

❖ Cálculo de la capacidad de carga ultima

Datos del suelo de la base para M-4

Datos del Suelo de la Base:

$\phi =$	31.8	(38.0)
Peso Específico del Suelo:	2.25 tn/m ³ = 0.00225 kg/cm ³	(2.10)
P.e.=		
Profundidad de Desplante: Df=	1.20 m. = 120.00 cm.	(1.20)
Ancho de Zapata: B'=	1.41 m. = 141.00 cm.	(1.53)
Longitud del Muro: L=	1.00 m.	
Cohesion: C=	0.08 tn/m ² = 0.008 kg/cm ²	(.00)

Fuente: Elaboración Propia

qult =	9.02 kg/cm ²	90.19 tn/m ²	Capacidad Ultima
--------	-------------------------	-------------------------	------------------

$$qult / qpunta \quad FSV = 9.640 > 3.00 \quad \text{Conforme}$$

F.S.

$$qadm = 3.01 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{Capacidad Admisible}$$

Calculo de asentamiento

qs =	11.04 kg/cm ²	(6.17)	Esfuerzo Transmitido $\Sigma P / (B \times L)$
μ (Poisson)=	0.30		Relación de Poisson
lw =	100.00 cm/cm		Factor de Influencia
B =	2.34 m.	(1.41)	Ancho de la Cimentación
Es =	1,000.00 tn/m ² 100.00 kg/cm ²		Módulo de Elasticidad 1 kg/cm ² = 1/10 tn/m ²

Figura N° 34: Calculo asentamiento para M-4

Fuente: (Elaboracion propia)

$$\text{Asentamiento} = 2.35 \text{ cm.} < 2.54 \quad \text{Conforme}$$

❖ Análisis por sismo

- $Ea = 2.17$

- $dh = 0.98$
- $\Sigma M = 10.87$

Incremento por sismo $0.47 \left(\frac{1}{2} Y(h') \Delta k_{ae} \right) \Delta k_{ae} = 0.20$
(De)

a) Por Volteo B-B:

$FSV = 1.84 > 1.20$ **Confor**

F) Diseño muro tipo M-5 (H=3.50m)

❖ **Datos de sobrecarga**

		Para las Secciones	
		B - B	A - A
q	$= 0.00 \text{ tn/m}^2$		
$Ht1$	$= 3.10 \text{ m. Para la sección B-B}$	17.88	21.80
$Ht2$	$= 2.50 \text{ m. Para la sección A-A}$	<u>0.00</u>	<u>0.00</u>
a'	$= 0.00 \text{ m.}$	-17.88	-21.80
	m.	0.00 tn/m	0.00

❖ **Cálculo del Empuje Activo:**

- $K_a = 0.2379$

❖ **Profundidad de Desplante:**

- $D_f = 1.20 \text{ m.}$
- $K_p = 4.2038$ Coeficiente de Empuje Pasivo
- $E_p = 6.36 \text{ tn.}$ (Se utilizan datos de la Base)

❖ **Datos para la sección B-B:**

- $E_a = 2.9797 \text{ tn.}$ **Empuje Activo Máximo** $\square dh = 1.15 \text{ m.}$
- $E_v = 0.000 \text{ tn.}$
- $E_h = 2.980 \text{ tn.}$

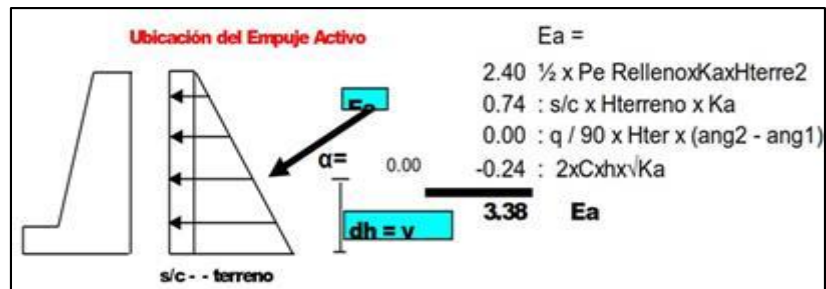


Figura N° 35: Ubicación del empuje activo
Fuente: (Elaboración propia)

❖ **Datos para la sección A-A:**

- $E_a = 2.047 \text{ tn.}$
- $dh = 0.94 \text{ m.}$

❖ **Profundidad de la grieta de tensión:**

$Z_c = 0.16 \text{ m.}$

❖ **Empuje Activo después de la ocurrencia de la grieta de tensión:**

$E_a = 2.90 \text{ tn.}$ para sección B - B
 $E_a = 1.97 \text{ tn.}$ para sección A - A

❖ **Empuje Activo con el cálculo de K_a' :**

- $K_a' = 0.2259$
 - $q = 1.47 \text{ tn/m}^2$
- $E_a = 2.9797 \text{ tn.}$ para sección B - B
 $E_a = 2.0472 \text{ tn}$ para sección A - A

❖ Estudio en la sección A-A':

Calculo de Verificación de estabilidad

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD:				Coeficien. Fig: Rectan=1 Triang=0.5	Pesos (BxAxPExCoef)	Brazo de Momento	Momento de los Pesos
	Base	Altura	P.e.				
P1	0.40	2.90	2.65	1.00	3.074	0.20	0.615
P2	0.00	2.90	2.65	0.50	0.000	0.00	0.000
P3	1.55	2.50	2.65	0.50	5.134	0.92	4.707
P5	1.55	2.50	2.10	0.50	4.069	1.43	5.832
P7	1.55	0.00	2.10	0.50	0.000	1.43	0.000
Ev					0.000	1.95	0.000

ΣP = 12.277 ΣM = 11.153

- a) Por Volteo A-A : FSV = 5.78 > 1.50 **Conforme**
 b) Por Deslizamiento A-A: FSD = 4.21 > 1.25 **Conforme**



Figura N° 36: Sección A-A para M-5
 Fuente: (Elaboracion propia)

❖ ESTUDIO EN LA SECCION B-B

Calculo de Verificación de estabilidad

Verificación de Estabilidad:				Coeficien. Fig: Rectan=1 Triang=0.5	Pesos (BxAxPExCoef)	Brazo de Momento	Momento de los Pesos
	Base	Altura	P.e.				
P1	0.40	2.90	2.65	1.00	3.074	0.40	1.230
P2	0.00	2.90	2.65	0.50	0.000	0.20	0.000
P3	1.55	2.50	2.65	0.50	5.134	1.02	5.733
P4	2.15	0.60	2.65	1.00	3.419	1.08	3.675
P5	1.55	2.50	2.10	0.50	4.069	1.63	6.646
P6	0.00	2.50	2.10	1.00	0.000	2.15	0.000
P7	1.55	0.00	2.10	0.50	0.000	1.63	0.000
Ev					0.000	2.15	0.000

ΣP = 15.696 ΣM = 17.283

a) Por Volteo B-B: $FSV = 5.05 > 1.50$ **Conforme**

b) Por Deslizamiento B-B:

$FSD = 3.70 > 1.25$ **Conforme**

$5.16 > 1.25$ **Conforme**

❖ **Ubicación de la Resultante:**

$x_o = 0.883$ m.

❖ **Cálculo de la Excentricidad: Comprobación a hundimiento**

$0.192 < 0.358$ **Conforme**

❖ **Cálculo de Presiones:**

$q_1 = 11.21$ tn/m²

Diagrama

$q_2 = 3.40$ tn/m² Trapezoidal

$1.121 < 11.20$ **Conforme**

❖ **Cálculo de la capacidad de carga ultima**

Datos del suelo de la base para M-5

Datos del Suelo de la Base:

$\Phi = 31.8$ (38.0)

Peso Específico del Suelo: 2.25 tn/m³ = 0.00225 kg/cm³ (2.10)

P.e.=

Profundidad de Desplante: $D_f = 1.20$ m. = 120.00 cm. (1.20)

Ancho de Zapata: $B' = 1.41$ m. = 141.00 cm. (1.77)

Longitud del Muro: $L = 1.00$ m.

Cohesion: $C = 0.08$ tn/m² = 0.008 kg/cm² (.00)

Fuente: Elaboración Propia

qult =	9.02 kg/cm ²	90.19 tn/m ²
--------	-------------------------	-------------------------

Capacidad Ultima

qult /qpunta FSV = 8.049 > 3.00 **Conforme**
F.S.

qadm= 3.01 kg/cm² Capacidad Admisible

❖ Calculo de asentamiento

Calculo asentamiento para M-5

qs = 11.04 kg/cm² (7.30) Esfuerzo Transmitido $\Sigma P / (B \times L)$
 μ (Poisson)= 0.30 Relación de Poisson
lw = 100.00 cm/cm Factor de Influencia
B = 2.34 m. (1.41) Ancho de la Cimentación
Es = 1,000.00 tn/m² Módulo de Elasticidad 1
100.00 kg/cm² kg/cm² = 1/10 tn/m²

Fuente: Elaboración Propia

Asentamiento = 2.35 cm. < 2.54 **Conforme**

❖ Análisis por sismo

- Ea = 2.98
- dh = 1.15
- ΣM = 17.28

Incremento por sismo 0.47 (1/2 Y(h') Δk_{ae}) Δk_{ae} = 0.20
(De)

a) Por Volteo B-B:

FSV = 1.83 > 1.20 **Conforme**

G) Diseño muro tipo M-6 (H=4.00m)

❖ **Datos de sobrecarga**

	Para las Secciones	
	B – B	A - A
q = 0.00 tn/m ²		
Ht1 = 3.60 m. Para la sección B-B	15.52	18.43
Ht2 = 3.00 m. Para la sección A-A	<u>0.00</u>	<u>0.00</u>
a' = 0.00 m.	-15.52	-18.43
b' = 0.00 m.	0.00 tn/m	0.00

❖ **Cálculo del Empuje Activo:**

- $K_a = 0.2379$

❖ **Profundidad de Desplante:**

- $D_f = 1.20$ m.
- $K_p = 4.2038$ Coeficiente de Empuje Pasivo
- $E_p = 6.36$ tn. (Se utilizan datos de la Base)

❖ **Datos para la sección B-B:**

- $E_a = 3.9158$ tn. **Empuje Activo Máximo**
- $d_h = 1.32$ m.
- $E_v = 0.000$ tn.
- $E_h = 3.916$ tn.

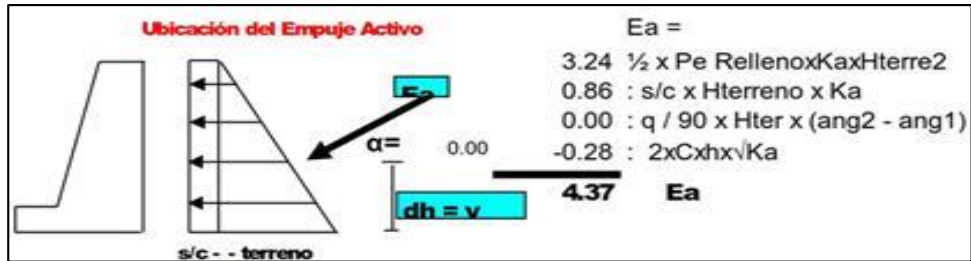


Figura N° 37: Ubicación del empuje activo
Fuente (Elaboración propia)

❖ **Datos para la sección A-A:**

- **Ea** = 2.833 tn.
- dh = 1.10 m.

❖ **Profundidad de la grieta de tensión:**

Zc=0.16 m.

❖ **Empuje Activo después de la ocurrencia de la grieta de tensión:**

Ea = 3.82 tn. para sección B - B
Ea = 2.73 tn. para sección A - A

❖ **Empuje Activo con el cálculo de Ka':**

- Ka' = 0.2276
 - q = 1.47 tn/m²
- Ea = 3.9158 tn. para sección B - B
Ea = 2.8331 tn para sección A - A

❖ Estudio en la sección A-A':

Calculo de Verificación de estabilidad

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD:				Coeficien. Fig: Rectan=1 Triang=0.5	Pesos (BxAxPExCoef)	Brazo de Momento	Momento de los Pesos
	Base	Altura	P.e.				
P1	0.40	3.40	2.65	1.00	3.604	0.20	0.721
P2	0.00	3.40	2.65	0.50	0.000	0.00	0.000
P3	1.80	3.00	2.65	0.50	7.155	1.00	7.155
P5	1.80	3.00	2.10	0.50	5.670	1.60	9.072
P7	1.80	0.00	2.10	0.50	0.000	1.60	0.000
Ev					0.000	2.20	0.000

$$\Sigma P = 16.429 \qquad \Sigma M = 16.948$$

- a) Por Volteo A-A: FSV = 5.37 > 1.50 **Conforme**
 b) Por Deslizamiento A-A: FSD = 4.07 > 1.25 **Conforme**

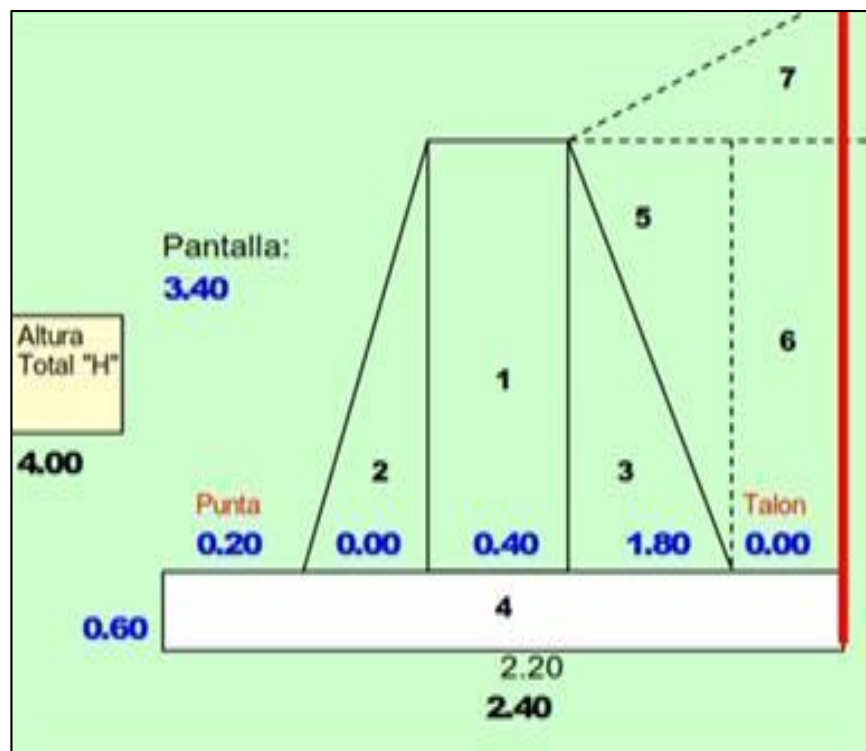


Figura N° 38: Sección A-A para M-6
 Fuente: (Elaboracion propia)

❖ Estudio en la sección B-B':

Calculo Verificación de estabilidad

	Verificación de Estabilidad:			Coeficien. Fig: Rectan=1 Triang=0.5	Pesos (BxAxPExCo ef)	Brazo de Momento	Momento de los Pesos
	Base	Altura	P.e.				
P1	0.40	3.40	2.65	1.00	3.604	0.40	1.442
P2	0.00	3.40	2.65	0.50	0.000	0.20	0.000
P3	1.80	3.00	2.65	0.50	7.155	1.20	8.586
P4	2.40	0.60	2.65	1.00	3.816	1.20	4.579
P5	1.80	3.00	2.10	0.50	5.670	1.80	10.206
P6	0.00	3.00	2.10	1.00	0.000	2.40	0.000
P7	1.80	0.00	2.10	0.50	0.000	1.80	0.000
Ev					0.000	2.40	0.000

$$\Sigma P = 20.245$$

$$\Sigma M = 24.813$$

a) Por Volteo B-B: $FSV = 4.81 > 1.50$ **Conforme**

b) Por Deslizamiento B-B:

$FSD = 3.63 > 1.25$ **Conforme**

$4.59 > 1.25$ **Conforme**

❖ Ubicación de la Resultante:

$$x_o = 0.971 \text{ m.}$$

❖ Cálculo de la Excentricidad: Comprobación a hundimiento

$$0.229 < 0.400 \quad \text{Conforme}$$

❖ Cálculo de Presiones:

$$q_1 = 13.27 \text{ tn/m}^2$$

Diagrama

$$q_2 = 3.60 \text{ tn/m}^2 \quad \text{Trapezoidal}$$

$$1.327 < 11.20 \quad \text{Conforme}$$

❖ Cálculo de la capacidad de carga ultima

Datos del suelo de la base para M-6

Datos del Suelo de la Base:

$\Phi =$	31.8	(38.0)
Peso Específico del Suelo:	2.25 tn/m ³ = 0.00225 kg/cm ³	(2.10)
P.e.=		
Profundidad de Desplante: Df=	1.20 m. = 120.00 cm.	(1.20)
Ancho de Zapata: B'=	1.41 m. = 141.00 cm.	(1.77)
Longitud del Muro: L=	1.00 m.	
Cohesion: C=	0.08 tn/m ² = 0.008 kg/cm ²	(.00)

qult =	9.02 kg/cm ²	90.19 tn/m ²	Capacidad Ultima
--------	-------------------------	-------------------------	------------------

$$q_{ult} / q_{punta} \quad FSV = 8.049 > 3.00 \quad \text{Conforme}$$

F.S.

qadm=	3.01	kg/cm ²	Capacidad Admisible
-------	------	--------------------	---------------------

❖ Calculo de asentamiento

Calculo asentamiento para M-6

qs =	11.04 kg/cm ²	(7.30)	Esfuerzo Transmitido $\Sigma P / (B \times L)$
μ (Poisson)=	0.30		Relación de Poisson
lw =	100.00 cm/cm		Factor de Influencia

B =	2.34 m.	(1.41)	Ancho de la Cimentación
Es =	1,000.00 tn/m ²		Módulo de Elasticidad 1
	100.00 kg/cm ²		kg/cm ² = 1/10 tn/m ²

Fuente: Elaboración Propia

Asentamiento = 2.35 cm. < 2.54 **Conforme**

❖ Análisis por sismo

- $E_a = 2.98$
- $d_h = 1.15$
- $\Sigma M = 17.28$

Incremento por sismo 0.47 $(1/2 Y(h') \Delta k_{ae})$ $\Delta k_{ae} = 0.20$
(De)

a) Por Volteo B-B:

FSV = 1.83 > 1.20 **Conforme**

H) Diseño muro tipo M-7 (H=4.50m)

❖ Datos de sobrecarga

		Para las Secciones	
		B - B	A - A
q	= 0.00 tn/m ²		
Ht1	= 4.10 m. Para la sección B-B	13.71	15.95
Ht2	= 3.50 m. Para la sección A-A	<u>0.00</u>	<u>0.00</u>
a'	= 0.00 m.	-13.71	-15.95
	m.	0.00 tn/m	0.00

❖ Cálculo del Empuje Activo:

- $K_a = 0.2379$

❖ Profundidad de Desplante:

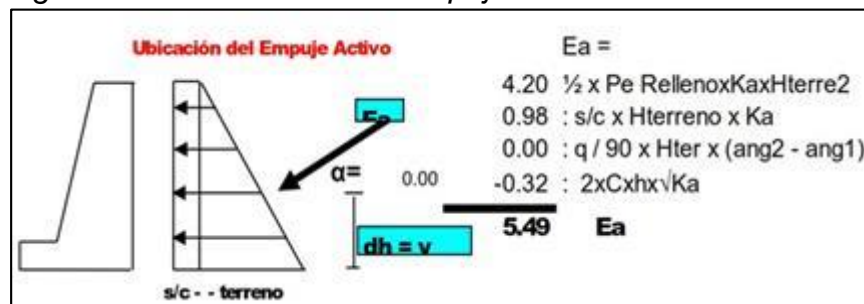
- $D_f = 1.20$ m.

- $K_p = 4.2038$ Coeficiente de Empuje Pasivo
- $E_p = 6.36$ tn. (Se utilizan datos de la Base)

❖ **Datos para la sección B-B:**

- $E_a = 4.8569$ tn. **Empuje Activo Máximo** $\square dh = 1.49$ m.
- $E_v = 0.000$ tn.
- $E_h = 4.977$ tn.

Figura N° 39: Ubicación del empuje activo



Fuente: (Elaboracion propia)

❖ **Datos para la sección A-A:**

- $E_a = 3.744$ tn.
- $dh = 1.28$ m.

❖ **Profundidad de la grieta de tensión:**

$Z_c = 0.16$ m.

❖ **Empuje Activo después de la ocurrencia de la grieta de tensión:**

$E_a = 4.86$ tn. para sección B - B

$E_a = 3.63$ tn. para sección A - A

❖ **Empuje Activo con el cálculo de Ka':**

- $Ka' = 0.2288$
- $q = 1.97 \text{ tn/m}^2$

$Ea = 4.9769 \text{ tn.}$ para sección B - B

$Ea = 3.744 \text{ tn}$ para sección A - A

❖ **Estudio en la sección A-A':**

Calculo de Verificación de estabilidad

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD:				Coeficien. Fig: Rectan=1 Triang=0.5	Pesos (BxAxPExCoef)	Brazo de Momento	Momento de los Pesos
	Base	Altura	P.e.				
P1	0.40	3.90	2.65	1.00	4.134	0.20	0.827
P2	0.00	3.90	2.65	0.50	0.000	0.00	0.000
P3	2.05	3.50	2.65	0.50	9.507	1.08	10.299
P5	2.05	3.50	2.10	0.50	7.534	1.77	13.310
P7	2.05	0.00	2.10	0.50	0.000	1.77	0.000
Ev					0.000	2.45	0.000

$$\Sigma P = 21.175 \qquad \Sigma M = 24.436$$

a) Por Volteo A-A: $FSV = 5.08 > 1.50$ **Conforme**

b) Por Deslizamiento A-A: $FSD = 3.97 > 1.25$ **Conforme**

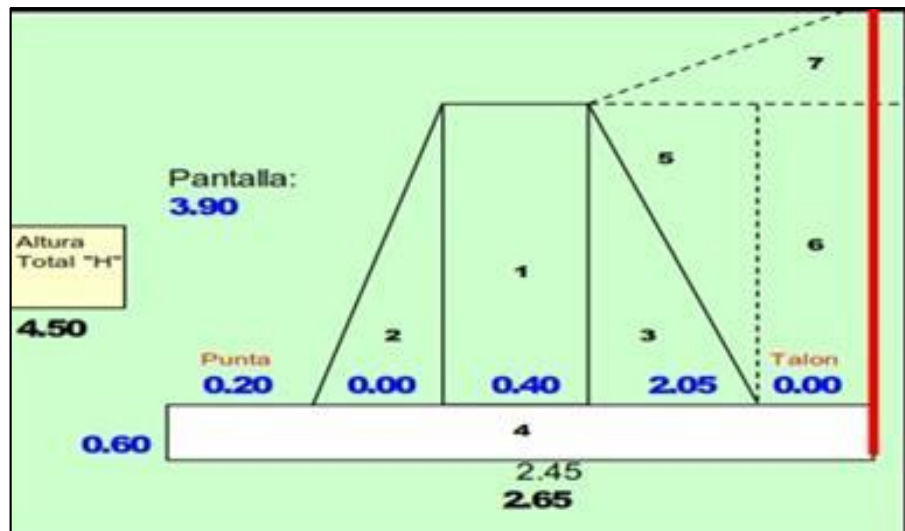


Figura N° 40: Sección A-A para M-7

Fuente: (Elaboración propia)

❖ Estudio en la sección B-B':

Calculo de Verificación de estabilidad

	Verificación de Estabilidad:			Coeficien. Fig: Rectan=1 Triang=0.5	Pesos (BxAxPEXCo ef)	Brazo de Momento	Momento de los Pesos
	Base	Altura	P.e.				
P1	0.40	3.90	2.65	1.00	4.134	0.40	1.654
P2	0.00	3.90	2.65	0.50	0.000	0.20	0.000
P3	2.05	3.50	2.65	0.50	9.507	1.28	12.200
P4	2.65	0.60	2.65	1.00	4.214	1.33	5.583
P5	2.05	3.50	2.10	0.50	7.534	1.97	14.816
P6	0.00	3.50	2.10	1.00	0.000	2.65	0.000
P7	2.05	0.00	2.10	0.50	0.000	1.97	0.000
Ev					0.000	2.65	0.000

$\Sigma P = 25.388$

$\Sigma M = 34.253$

a) Por Volteo B-B: $FSV = 4.63 > 1.50$ **Conforme**

b) Por Deslizamiento B-B:

$FSD = 3.58 > 1.25$ **Conforme**

$4.20 > 1.25$ **Conforme**

❖ Ubicación de la Resultante:

$x_o = 1.058$ m.

❖ Cálculo de la Excentricidad: Comprobación a hundimiento

$0.267 < 0.442$ **Conforme**

❖ **Cálculo de Presiones:**

$q_1 = 15.38 \text{ tn/m}^2$

Diagrama

$q_2 = 3.78 \text{ tn/m}^2$ Trapezoidal

$1.538 < 11.20$ **Conforme**

❖ **Cálculo de la capacidad de carga ultima**

Datos del suelo de la base para M-7

$\Phi =$	31.8	(38.0)
Peso Específico del Suelo:	$2.25 \text{ tn/m}^3 = 0.00225 \text{ kg/cm}^3$	(2.10)
P.e.=		
Profundidad de Desplante: Df=	1.20 m. = 120.00 cm.	(1.20)
Ancho de Zapata: B'=	1.41 m. = 141.00 cm.	(2.12)
Longitud del Muro: L=	1.00 m.	
Cohesion: C=	$0.08 \text{ tn/m}^2 = 0.008 \text{ kg/cm}^2$	(.00)

Fuente: Elaboración Propia

qult =	9.02 kg/cm ²	90.19 tn/m ²	Capacidad Ultima
--------	-------------------------	-------------------------	------------------

$qult / q_{\text{punta}} \quad FSV = 5.864 > 3.00$ **Conforme**
F.S.

qadm= 3.01 kg/cm² Capacidad Admisible

❖ **Calculo de asentamiento**

Calculo asentamiento para M-7

$q_s = 11.04 \text{ kg/cm}^2$ (9.58) Esfuerzo Transmitido $\sum P / (B \times L)$
 μ (Poisson)= 0.30 Relación de Poisson

lw = 100.00 cm/cm Factor de Influencia
 B = 2.34 m. (1.41) Ancho de la Cimentación

Es = 1,000.00 tn/m2 Módulo de Elasticidad 1
 100.00 kg/cm2 kg/cm2 =1/10 tn/m2

Asentamiento = 2.35 cm. < 2.54 **Conforme**

❖ **Análisis por sismo**

- Ea = 4.98
- dh = 1.49
- ΣM= 34.25

Incremento por sismo 4.25 (1/2 Y(h') Δkae) Δkae=0.20
 (De)

a) Por Volteo B-B:

FSV = 1.70 > 1.20 **Conforme**

I) Diseño muro tipo M-8 (H=5.00m)

❖ **Datos de sobrecarga**

		Para las Secciones	
		B – B	A - A
q	= 0.00 tn/m2		
Ht1	= 4.60 m. Para la sección B-B	12.26	14.04
Ht2	= 4.00 m. Para la sección A-A	<u>0.00</u>	<u>0.00</u>
a'	= 0.00 m.	-12.26	-14.04
b'	= 0.00 m.		
	0.00 tn/m 0.00		

❖ **Cálculo del Empuje Activo:**

- $K_a = 0.2379$

❖ **Profundidad de Desplante:**

- $D_f = 1.20$ m.
- $K_p = 4.2038$ Coeficiente de Empuje Pasivo
- $E_p = 6.36$ tn. (Se utilizan datos de la Base)

❖ **Datos para la sección B-B:**

- $E_a = 6.02055$ tn. **Empuje Activo Máximo** $\square dh = 1.66$ m.
- $E_v = 0.000$ tn.
- $E_h = 6.163$ tn.

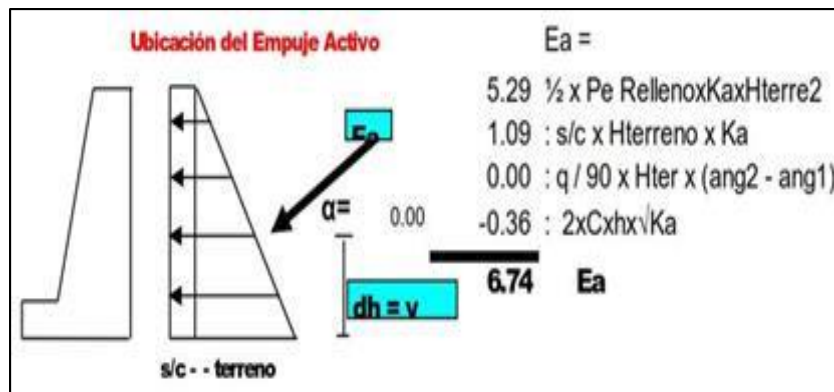


Figura N° 41: Ubicación del empuje activo

Fuente: (Elaboracion propia)

❖ **Datos para la sección A-A:**

- $E_a = 4.780$ tn.
- $dh = 1.45$ m.

❖ **Profundidad de la grieta de tensión:**

$Z_c = 0.16$ m.

❖ **Empuje Activo después de la ocurrencia de la grieta de tensión:**

- $E_a = 6.03$ tn. para sección B - B
- $E_a = 4.64$ tn. para sección A - A

❖ **Empuje Activo con el cálculo de Ka':**

- $Ka' = 0.2298$
- $q = 2.22 \text{ tn/m}^2$

$Ea = 6.1629 \text{ tn.}$ para sección B - B

$Ea = 4.7799 \text{ tn}$ para sección A - A

❖ **Estudio en la sección A-A':**

Calculo de Verificación de estabilidad

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD:				Coeficien. Fig: Rectan=1 Triang=0.5	Pesos (BxAxPExCoef)	Brazo de Momento	Momento de los Pesos
	Base	Altura	P.e.				
P1	0.40	4.40	2.65	1.00	4.664	0.20	0.933
P2	0.00	4.40	2.65	0.50	0.000	0.00	0.000
P3	2.35	4.00	2.65	0.50	12.455	1.08	14.738
P5	2.35	4.00	2.10	0.50	9.870	1.97	19.411
P7	2.35	0.00	2.10	0.50	0.000	1.97	0.000
Ev					0.000	2.75	0.000

$\Sigma P = 26.989$

$\Sigma M = 35.082$

a) Por Volteo A-A: $FSV = 5.05 > 1.50$ **Conforme**

Calculo de Verificación de estabilidad

	Verificación de Estabilidad:			Coeficien. Fig: Rectan=1 Triang=0.5	Pesos (BxAxPExCoef)	Brazo de Momento	Momento de los Pesos
	Base	Altura	P.e.				
P1	0.40	4.40	2.65	1.00	4.664	0.40	1.866
P2	0.00	4.40	2.65	0.50	0.000	0.20	0.000
P3	2.35	4.00	2.65	0.50	12.455	1.38	17.229
P4	2.95	0.60	2.65	1.00	4.691	1.48	6.918
P5	2.35	4.00	2.10	0.50	9.870	2.17	21.385
P6	0.00	4.00	2.10	1.00	0.000	2.95	0.000
P7	2.35	0.00	2.10	0.50	0.000	2.17	0.000
Ev					0.000	2.95	0.000

$$\Sigma P = 31.680$$

$$\Sigma M = 47.399$$

a) Por Volteo B-B: $FSV = 4.64 > 1.50$ **Conforme**

b) Por Deslizamiento B-B:

$$FSD = 3.61 > 1.25$$
 Conforme

❖ Ubicación de la Resultante:

$$x_0 = 1.174 \text{ m.}$$

❖ Cálculo de la Excentricidad: Comprobación a hundimiento

$$0.301 < 0.492$$
 Conforme

❖ Cálculo de Presiones:

$$q_1 = 17.31 \text{ tn/m}^2$$

Diagrama

$$q_2 = 4.16 \text{ tn/m}^2$$
 Trapezoidal

$$1.731 < 11.20$$
 Conforme

❖ Cálculo de la capacidad de carga ultima

Datos del suelo de la base para M-8

$\Phi =$	31.8	(38.0)
Peso Específico del Suelo:	2.25 tn/m ³ = 0.00225 kg/cm ³	(2.10)
P.e.=		
Profundidad de Desplante: Df=	1.20 m. = 120.00 cm.	(1.20)
Ancho de Zapata: B'=	1.41 m. = 141.00 cm.	(2.35)
Longitud del Muro: L=	1.00 m.	
Cohesion: C=	0.08 tn/m ² = 0.008 kg/cm ²	(.00)

Fuente: Elaboración Propia

qult =	9.02 kg/cm ²	90.19 tn/m ²	Capacidad Ultima
--------	-------------------------	-------------------------	------------------

qult /qpunta FSV = 5.209 > 3.00 **Conforme**
F.S.

qadm= 3.01 kg/cm² Capacidad Admisible

❖ Cálculo de asentamiento

Cálculo asentamiento para M-8

qs =	11.04 kg/cm ²	(10.74)	Esfuerzo Transmitido $\sum P / (B \times L)$
μ (Poisson)=	0.30		Relación de Poisson
lw =	100.00 cm/cm		Factor de Influencia
B =	2.34 m.	(1.41)	Ancho de la Cimentación
Es =	1,000.00 tn/m ²		Módulo de Elasticidad 1
	100.00 kg/cm ²		kg/cm ² = 1/10 tn/m ²
Asentamiento =	2.35 cm.	< 2.54	Conforme

❖ Análisis por sismo

- Ea = 6.16
- dh = 1.66
- $\sum M = 47.40$

Incremento por sismo 5.25 $(1/2 Y(h') \Delta k_{ae})$ $\Delta k_{ae} = 0.20$
(De)

a) Por Volteo B-B:

FSV = 1.71 > 1.20 **Conforme**

4.1.4. Beneficio

A) Descripción

El beneficio principal es conseguir adecuadas condiciones de seguridad para el acceso a las viviendas del Pasaje 4, Asociación de Vivienda Los Hijos de Amauta. La población beneficiaria comprende a los habitantes de la Asociación de Vivienda Los Hijos de Amauta, Distrito de Ate, Provincia de Lima, que totaliza una población directa aproximada de 70 habitantes. Las construcciones están fabricadas con material rústico (madera con triplay) de 01 piso. La población del lugar está dedicada a actividades variadas, siendo el comercio la actividad más importante. En el aspecto institucional, La Asociación de Vivienda por los Hijos de Amauta cuenta con su Junta Directiva y autoridades vecinales. La zona del Valle Amauta en sus inicios por tradición era netamente agrícola. En la actualidad debido al crecimiento poblacional todas sus parcelas se han creado Asentamientos Humanos y Asociaciones de Viviendas, no quedando parcelas que se dedican a la agricultura.

B) Electricidad, agua y desagüe

En esta zona no se cuenta con los servicios de Agua y Desagüe, la electricidad es provisional. Cuentan con servicios de educación, alimentación (Programa del vaso de leche). Su Saneamiento Físico legal cuenta con plano realizado por la Municipalidad Distrital de Ate. Además, para la aprobación de los proyectos de Agua y Desagüe SEDAPAL requiere este tipo de infraestructura, para asegurar la estabilidad para futuras instalaciones.

4.2. Discusión de resultados

Se procedió a realizar la discusión de los resultados obtenidos de la estabilización con muro de mampostería con la teoría y estudios relacionada al tema y los antecedentes presentados. Se realizaron los estudios requeridos de topografía para el desarrollo del muro de mampostería, los estudios de suelo para obtener los datos que corresponden al terreno para elaborar el diseño y cálculo del muro de mampostería.

4.2.1. Estudio Topográfico.

El terreno presenta un relieve accidentado con fuertes pendientes, al encontrarse en ladera de cerro, alrededor se observa diferentes elementos urbanos como escaleras y muros construidos rústicamente, La zona de influencia presenta un clima semi – cálido seco (desértico subtropical), su precipitación anual total puede llegar a 150 mm y la isoterma anual es de 15°C a 30°C.

Los resultados mostrados son el reflejo del lugar; del cual, se está realizando el estudio en donde se ubicó estratégicamente el equipo topográfico, los puntos del BM (Bench Marck) como punto de inicio ubicado en la pileta de agua dará inicio como progresiva 0+000, cuyo B.M.1 tiene como referencia la Cota = 705.85 y en el pasaje escalera se ubica la progresiva 0+120 cuyo B.M.2 tiene como referencia la Cota = 699.87, se identifica los diversos elementos encontrados en el levantamiento, algunos de estos códigos son: Bench Marck (B.M.), Poste de luz (PL), Curva de nivel (C), Buzón (Bz), esto permitirá obtener los planos a detalle de la topografía y otro aspecto importante para la verificación de la estabilización del muro son las secciones transversales que detalla las dimensiones de las alturas del muro que se requirieron para el proceso de realización del muro de mampostería.

4.2.2. Estudio de mecánica de suelos

4.2.2.1 Análisis de mecánica de suelos

Se realizó el estudio de suelos por medio de trabajos de exploración de campo, consistentes en calicatas y ensayos de laboratorio con fines de diseño y cimentación de muros de contención de gravedad (mampostería de piedra) en el pasaje 4, perteneciente a la Asociación de Vivienda los Hijos de Amauta, del Distrito de Ate, Provincia de Lima - Lima, se ha determinado las características físico mecánicas y capacidad portante del terreno donde se proyectarán dichas estructuras para el proyecto. Dicho estudio consistió en: “la investigación de campo en base a excavaciones a cielo abierto, muestreo, ensayos de laboratorio adecuados a los materiales obtenidos; definición del perfil estratigráfico, determinación de las propiedades índice y capacidad portante del suelo, asentamientos probables, profundidad de cimentación y análisis químico agresivo al subsuelo de cimentación”. Se efectuaron 03 muestreos con una profundidad de 0.10mt Para la primera muestra 0.60mt para la segunda y la tercera con 0.15mt las dimensiones de profundidad fueron realizadas debido a la abundante fueron. realizadas debido a la abundante zona rocosa que permitió determinar el perfil litológico del área en estudio ubicados convenientemente donde se asentarán los muros de contención proyectados. Se determinaron las características del suelo para los muros de

contención en un recorrido de 152 ml, por lo cual: “variaran sus dimensiones según requerimiento de cada tramo. Los muros de contención serán con zapatas corridas. Los suelos son predominantemente Gravas finos, Según la clasificación SUCS ASTM D-2487: GC – GM”. Durante la realización de los trabajos de campo, y la profundidad investigada se aprecia que no se encontró presencia del Nivel Freático. Se verifica la presencia severa de sales, por lo que se recomienda el uso del Cemento Portland Tipo II. El proyecto contempla 152.00 metros lineales de muro los cuales varían entre 1.50 m y 5.00 m. de altura incluyendo cimentación, estos muros han sido diseñados en base a resultados de un estudio de suelo realizado especialmente para el proyecto, dando como resultado una capacidad portante de 11.20 kg/cm². y un ángulo de fricción de 38.00°. cuales jugarán un papel muy importante debido a los antecedentes de la zona.

4.2.2.2. Evaluación geomecánica

El comportamiento y el aspecto de un macizo rocoso están directamente relacionados con el número de familias de discontinuidades existentes y su distribución espacial. Según la evaluación las características, se clasifica por ser GABRO-DIORITA de dureza regular a baja con estructura maciza, la capacidad admisible del macizo rocoso es de 11.20 Kg/cm² y Capacidad de soporte última asumida es 33.8 Kg/cm² estos y según el ensayo de análisis químico se encuentra un alto índice de cantidad de exposición del sulfato, se deberá utilizar Cemento Portland Tipo II, resultados influirá en el proceso de desarrollo de la estructura del muro de mampostería al momento de realizar el diseño. Se tendrá en cuenta el índice de calidad de las rocas (RQD), el cual; según el resultado de las muestras la calidad de la roca es regular La resistencia a la compresión simple es varia de 50 a 100 Mpa con superficies poco rugosas, la apertura se hayan menor a 1 mm con paredes de roca resistente. Esta evaluación se tomará en cuenta para la realización de una buena cimentación y en caso haya alguna deficiencia en alguno de los tramos del lugar de trabajo, las decisiones que se tengan darse se harán con objetividad de acuerdo al estudio mencionado

4.2.3. Diseño de muros

Observando el estudio de los suelos, de topografía y las características del terreno del lugar de estudio y en donde se empleará el muro de mampostería el diseño se realizará en base a los resultados del estudio considerando dichas presiones laterales y los empujes producto por el material que se retiene detrás de ellos. Para proyectar estos muros de sostenimiento es necesario determinar la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones que el suelo ejercerá sobre el muro. Se han proyectado construir un muro de contención de gravedad de mampostería de piedra de 148.0 m de longitud, dada la altura de los rellenos de los taludes de las calles y/o pasajes por donde discurrirán dichos muros (Ver Plano de Ubicación de Calicatas), entre otros factores. Este tipo de muro resiste el empuje de tierra y es capaz de resistirse al vuelco o deslizamiento por su propio peso. Según los solicitantes, se proyectarán muros de contención de hasta de 5,0 m de altura total, teniendo en cuenta que estos variarán según la topografía del terreno. La capacidad admisible correspondiente al terreno de fundación del muro de contención, calculado en base a la resistencia

a la compresión simple de la roca (513.8 kg/cm) y un RMR = 56, es de 11.20 kg/cm². El ángulo de fricción del material de relleno a emplearse en la nivelación del acceso peatonal, se está asumiendo conservadoramente, para un suelo granular arenoso como: Angulo = 38,0°. La profundidad de cimentación del muro será de 0,70 m como mínimo, con la finalidad de anclarlo a la roca. estos muros van incluir siempre de un filtro colocado atrás del muro con lloraderos y/o tubos perforados. Este dispositivo deberá diseñarse para evitar el arrastre de materiales provenientes del relleno y para garantizar una conducción eficiente del agua infiltrada, sin generación de presiones de agua significativas”. Se deberá tomar en cuenta que, aún con un sistema de drenaje, los efectos de las fuerzas de filtración sobre el empuje recibido por el muro pueden un ser significativo, ya que, además, el ángulo de rozamiento de las tierras disminuye con el contenido de agua y aumenta el empuje. Ver nexo (Detalle de muro típico)

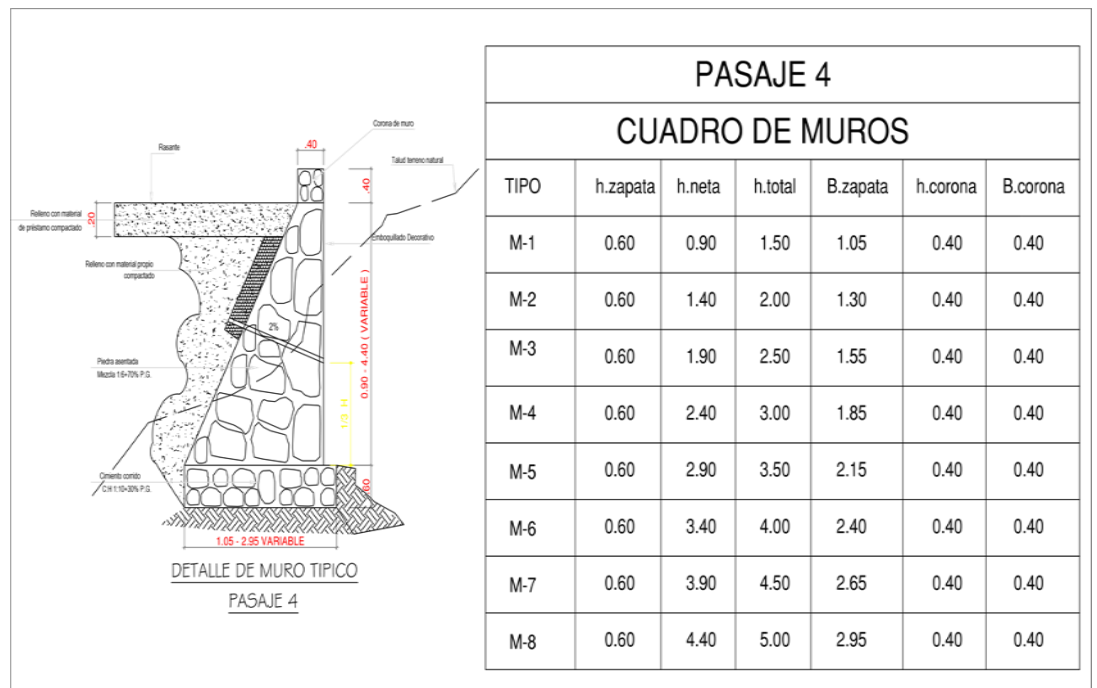


Figura N° 42: Detalle de muro del pasaje 4

Fuente: (Elaboracion propia)

4.2.4. Beneficio

Con este proyecto se conseguirá coadyuvar al mejoramiento de la vía existente y dar Seguridad a la población ante posibles deslizamientos, haciendo uso en el futuro de una infraestructura Vial adecuada. Otro objetivo que se pretende alcanzar con la ejecución de este proyecto es mejorar las condiciones de la vía. Dar seguridad ante posibles deslizamientos. Mejorar la calidad de vida de la población de esta Asociación de vivienda, brindando una infraestructura segura que les permita vivir cómodamente y sobre todo evitando los deslizamientos de rocas sobre las viviendas ubicadas en las partes bajas de la asociación. Protección para futuras obras de saneamiento, energía eléctrica y pavimentación a ejecutarse en dicha vía. Mejoramiento de ornato urbano de esta zona, con la construcción del muro de contención

CONCLUSIONES

1. Se concluye que el resultado de la estabilización del muro de mampostería, según los cálculos y análisis del diseño de la estructura son positivos, ya que; los parámetros de diseño han sido verificados correctamente que garantizan la estabilidad y resistencia de las presiones laterales o empujes producidos por los rellenos del talud inferior de dicho acceso peatonal existente, para ello; los estudios de geotecnia y sus respectivos diseños garantizan la eficiencia de los muros mejorando la calidad de vida de los habitantes de la zona.
2. Se realizó el estudio de topografía, del Pasaje 4, de la Asociación de Vivienda Los Hijos de Amauta del Distrito de Ate, Provincia de Lima, Departamento de Lima, dándonos como resultado una longitud de 152.00 metros, el relieve es accidentado, con pendientes ligeramente profundas y suaves en ciertos tramos, con construcciones existentes de viviendas y detalles tales como: construcciones de muros y escaleras en la zona. El cálculo de la planimetría se realizó en el software topográfico AutoCAD Land, obteniéndose el modelo digital del terreno, por la cual; se presentan los planos en escala 1/250, en formato Auto Cad versión 2020 dando como resultado de los trabajos realizados se ha levantado el plano denominado; plano de ubicación y localización, Plano Planta Topográfica, Plano de secciones transversales, planta y perfil longitudinal del Pasaje 4, de la Asociación de Vivienda Los Hijos de Amauta del Distrito de Ate vitarte.

3. Se Realizó el estudio de mecánica de suelos, mostrando que los suelos son predominantemente de gravas finos, así mismo los ensayos muestran una capacidad portante de 11.20 kg/cm² y un ángulo de fricción de 38.00°, debido a la presencia severa de sales, recomienda el uso del Cemento Portland Tipo II. Se tiene también un resumen de características de rocas que influyen en la preparación de la cimentación, el índice de la calidad de rocas es regular el grado de la resistencia a la comprensión y carga puntual es resistente.
4. Se desarrolló los diseños estructurales conjuntamente con los requerimientos y parámetros de diseño para los 8 tipo de muros de contención en los 152.00 metros lineales de muro, los cuales varían entre 1.50 m y 5.00 m. de altura incluyendo cimentación, donde se desarrolla la capacidad de soporte para cada tramo brindando resultados satisfactorios, para ello se tomarán materiales provenientes de la disgregación del mismo cerro y eventualmente con material transportado.
5. El beneficio que genera con la ejecución del muro es mejorar la calidad de vida de la población de esta asociación de vivienda, brindando una infraestructura segura que les permita vivir cómodamente y sobre todo evitando los deslizamientos de rocas sobre la vivienda ubicadas en las partes de asociación-

RECOMENDACIONES

- 1** Se recomienda a la Municipalidad Distrital de Ate Vitarte y a la Asociación Los Hijos de Amauta tener en cuenta este tipo de proyectos de muro de mampostería por la estabilidad y resistencia con los criterios y parámetros de diseño, ya que; con la evaluación se llegó a demostrar que genera una estabilidad eficiente en zonas altas con presencia de deslizamiento.
- 2** Se sugiere a la municipalidad distrital de ate vitarte realizar un levantamiento topográfico en todo el sector dado que se ubica en sitios accidentados con riesgo de deslizamientos y pendientes críticos donde es necesario la inspección de las autoridades competentes,
- 3** Se recomienda rellenar con suelos granulares sin cohesión y permeables para evitar empujes hidrostáticos que pueden ocasionar fuerzas adicionales no deseables.
- 4** Se recomienda cimentar sobre la roca maciza sana. previamente nivelada y resanada con lechada o mortero de cemento portland,
- 5** Se recomienda adaptar el presente trabajo a otras zonas del distrito de lima solicitando el apoyo de las autoridades locales conjuntamente con los apoyos programas sociales que beneficiaran económicamente y socialmente a las localidades que lo necesita.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Rojas Martínez S. (2009). "Diseño de Muros de Mampostería Sector la Aguda comuna de corral, Santiago de Chile.
2. Mendieta Molina E. A. (2016). "Análisis, comparación y diseño optimizado para muros de Contención y Mampostería", Costa Rica
3. Gallegos Campos C, G (2012) -, Guía de multimedia para el diseño de Muros a gravedad, Muros en Cantiliver y Muros con Contrafuertes Guayaquil Ecuador.
4. Lucero Pardo F.H (2012) -, realizo la tesis "Análisis y diseños de Muros de contención" Quito, Ecuador.
5. López Gonzales C. A. (2017). "Evaluación del Muro de Contención en la avenida Arequipa, pueblo joven La Primavera, Chimbote 2017 – Propuesta de Mejora". Nuevo Chimbote, Perú.
6. Bernuy Ramírez R. L. (2015). "Estabilización de Ladera con Muros de Contención y Estudio de Impacto Ambiental para la Protección de Viviendas en el Barrio de san Isidro del Distrito de San Marcos – Huari, Ancash". Trujillo, Perú.
7. Ballón Benavente A. (2017). "Análisis de Estabilidad de Muros de Contención y mampostería de Acuerdo a las Zonas Sísmicas del Perú". Lima, Perú.
8. William Lambe. Robert V. Whitman. Mecánica de suelos. Editora Limusa. México. 1997. ISBN 968-18-1894-6
9. Terzaghi, K., 1934, "Large Retaining Wall Tests," Engineering News

- 10.** Terzaghi, K., 1943, Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons,
New York
- 11.** Braja M., D. (2012). Cimentaciones Superficiales: Capacidad de Carga Última. En Principios de Ingeniería de Cimentaciones (Sétima ed., págs. 133-180). Mexico D.F.: Cengage Learning Editores.
- 12.** Braja M., D. (2012). Muros de Retención. En Principios de Ingeniería de Cimentaciones (Sétima ed., págs. 375-436). Mexico D.F.: Cengage Learning Editores.
- 13.** Bustamante, T., & Romanel, C. (2011). Estudio del comportamiento de un muro de gravedad sometido a cargas originadas por un sismo en Perú. 2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference (págs. 1-7). Toronto: Sin Editorial.
- 14.** Casa verde Río, M. (s.f.). Fenómenos Naturales y Catástrofes que se Registran en el Perú. Lima: Sin Editorial.
- 15.** Euro código 8. (2011). Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos. En Proyecto de estructuras sismo resistentes.
- 16.** Córdova Pérez (2016). Protección de un muro de contención mediante un sistema de drenaje con geo compuestos en el hospital el Carmen Huancayo: Huancayo - Perú 2016.
- 17.** Flores Tapia (2017). Eficiencia del diseño muro de contención de gran altura con técnica de tierra armada respecto al muro de contención de concreto armado en la ciudad de Puno: Puno - Perú 2017

ANEXOS

ANEXO. 1

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS



CARACTERIZACIÓN DE SUELOS

PROYECTO : ESTABILIZACIÓN CON MURO DE MAMPOSTERÍA Y SU EFICIENCIA PARA LA PROTECCIÓN DE VIVIENDAS EN EL DISTRITO DE ATE, LIMA.

SOLICITADO : BACH: ROJAS GUTIERREZ EDGAR

TÉCNICO : D.P.Q.

UBICACIÓN : PASAJE 4, Asociación de Vivienda Los Hilos de Amauta.

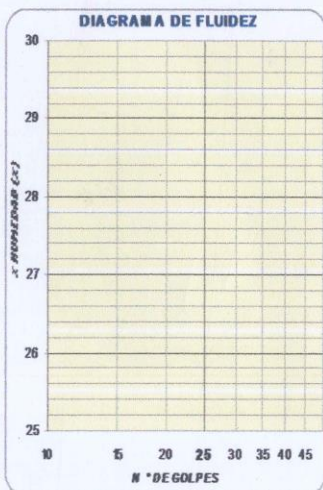
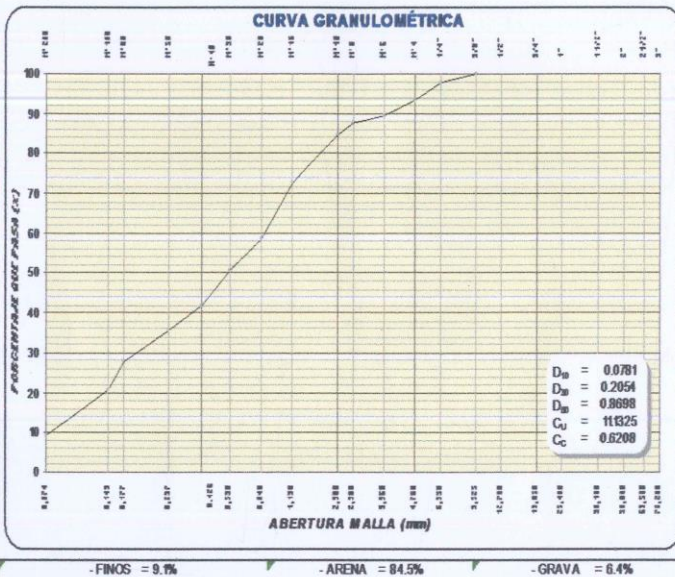
FECHA : 14 Diciembre-2019

PROGRESIVA : SUELO NATURAL

MUESTRA : C-01 / M-01

PROFUNDIDAD (z) : 0.00 - 0.10

MALLAS SERIE AMERICANA	GRANULOMETRÍA NTP 339 128 (99)		
	ABERTUR A (mm)	RET (%)	PASA (%)
3"	76.200		
2 1/2"	63.500		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.700		
3/8"	9.525		100.0
1/4"	6.350	2.0	98.0
N°4	4.750	4.4	93.6
N°6	3.350	4.0	89.6
N°8	2.380	2.0	87.6
N°10	2.000	3.0	84.6
N°16	1.180	12.0	72.6
N°20	0.840	14.0	58.6
N°30	0.580	8.0	50.6
N°40	0.425	8.9	41.7
N°50	0.297	6.0	35.7
N°60	0.177	8.0	27.7
N°100	0.149	7.0	20.7
N°200	0.074	116	9.1
		9.1	-



DESCRIPCIÓN	LÍMITE LÍQUIDO NTP 339 129 (98)	LÍMITE PLÁSTICO NTP 339 129 (98)
ENSAYO No.		
CÁPSULA No.		
PESO CÁPSULA + SUELO HÚMEDO, g		
PESO CÁPSULA + SUELO SECO, g		
PESO AGUA, g		
PESO DE LA CÁPSULA, g		
PESO SUELO SECO, g		
CONTENIDO DE HUMEDAD, %		
NÚMERO DE GOLPES		

NO PLÁSTICO

RESULTADOS DE ENSAYOS			
CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL, %	NTP 339 127 (98)		2.0
LÍMITE LÍQUIDO, %	NTP 339 129 (98)	--	CLASIFICACIÓN
LÍMITE PLÁSTICO, %	NTP 339 129 (98)	--	SUCS NTP 339 134 (98) SP-SM
ÍNDICE DE PLASTICIDAD, %	NTP 339 129 (98)	NP	AASHTO NTP 339 135 (98) A-1-b (0)

DESCRIPCIÓN : Arena limosa mal gradada. Con 6.4% de piedra chica, de forma angular a sub angular, dura, textura rugosa a lisa, tamaño máx. de 3/8"; 84.5% de arena de grano medio a fino; poco material fino pasante la malla N°200 en un 9.1%, no plástico (LL=--, P=NP); poco húmedo, semi compacto, color marrón claro. Origen coluvial.

Armando
V.B.N.G.
MIULLER E. ASENSIOS MALLQUI

Ingeniero Civil
Especialista en Suelos
CIP N° 226837

Dirección: Calle Huamanga Mz d, Lote 09, Los libertadores-Ate Vítarte
Telf. 981641149
Facebook: Empresa Constructora Consultora Asenmer
Correo electrónico: Armandoase1504@hotmail.com





CARACTERIZACIÓN DE SUELOS

PROYECTO : ESTABILIZACIÓN CON MURO DE MAMPOSTERÍA Y SU EFICIENCIA PARA LA PROTECCIÓN DE VIVIENDAS EN EL DISTRITO DE ATE, LIMA.

SOLICITADO : BACH: ROJAS GUTIERREZ EDGAR

TÉCNICO : D.P.Q.

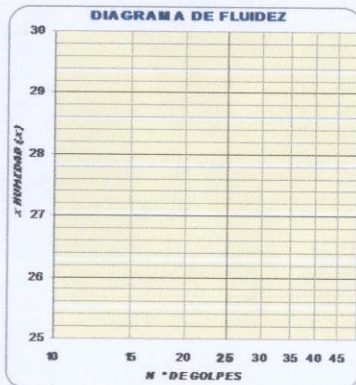
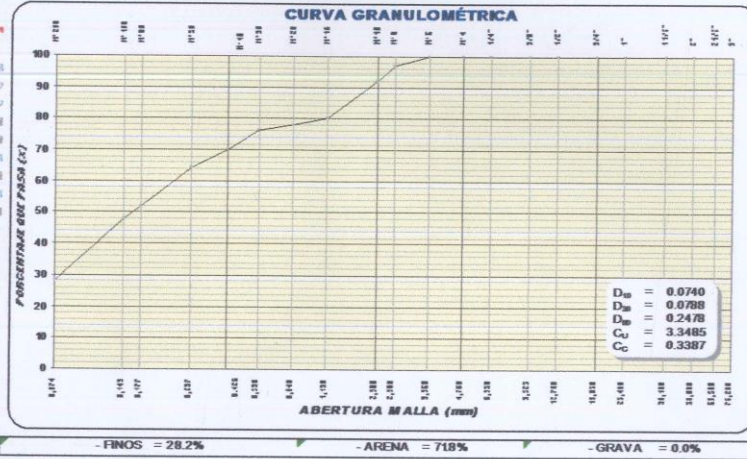
UBICACIÓN : PASAJE 4, Asociación de Vivienda Los Hijos de Amauta,

FECHA : Diciembre-2019

PROGRESIVA : SUELO NATURAL **MUESTRA :** C-02 / M-01

PROFUNDIDAD (z) : 0.00 - 0.60

MALLAS SERIE METRICA	GRANULOMETRÍA NTP 339.129 (99)		
	ABERTUR A (mm)	RET (%)	PASA (%)
3"	76.200		
2 1/2"	63.500		
2"	50.800		100.0
1 1/2"	38.100		100.0
1"	25.400		100.0
3/4"	19.050		100.0
1/2"	12.700		100.0
3/8"	9.525		100.0
1/4"	6.350		100.0
N°4	4.750		100.0
N°6	3.360		100.0
N°8	2.380	3.0	97.0
N°10	2.000	5.0	92.0
N°16	1.190	12.0	88.0
N°20	0.840	2.0	78.0
N°30	0.590	2.0	76.0
N°40	0.426	6.0	70.0
N°50	0.297	5.8	64.2
N°60	0.177	12.0	52.2
N°100	0.149	4.0	48.2
N°200	0.074	20.0	28.2
		28.2	-



DESCRIPCIÓN	LMITE LÍQUIDO NTP 339.129 (98)	LMITE PLÁSTICO NTP 339.129 (98)
ENSAYOS:		
CÁPSULA No.		
PESO CÁPSULA + SUELO HÚMEDO, g		
PESO CÁPSULA + SUELO SECO, g		
PESO AGUA, g		
PESO DE LA CÁPSULA, g		
PESO SUELO SECO, g		
CONTENIDO DE HUMEDAD, %		
NÚMERO DE GOLPES		
NO PLÁSTICO		
RESULTADOS DE ENSAYOS		
CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL, %	NTP 339.127 (98)	2.0
LÍMITE LÍQUIDO, %	NTP 339.129 (98)	--
LÍMITE PLÁSTICO, %	NTP 339.129 (98)	--
INDICE PLÁSTICIDAD, %	NTP 339.129 (98)	NP
CLASIFICACIÓN		
SUCS	NTP 339.134 (99)	SM
AASHTO	NTP 339.135 (99)	A-2-4 (0)

DESCRIPCIÓN : Arena limosa. 71.8% de arena de grano fino a medio; fracción fina pasante la malla N°200 en un 28.2%, no plástico (LL= --, IP= NP), poco húmedo, semi compacto, color marón claro.

(Signature)
MULLER E. ASENCIOS MALLGUA
 Ingeniero Civil
 Especialista en Suelos
 CIP N° 226837

V"B'ING°



Dirección: Calle Huamanga Mz d, Lote 09, Los libertadores-Ate Vitarte
 Telf. 981641149
 Facebook: Empresa Constructora Consultora Asenmer
 Correo electrónico: Armandoase1504@hotmail.com



CARACTERIZACIÓN DE SUELOS

PROYECTO : ESTABILIZACIÓN CON MURO DE MAMPOSTERÍA Y SU EFICIENCIA PARA LA PROTECCIÓN DE VIVIENDAS EN EL DISTRITO DE ATE. LIMA.

SOLICITADO : BACH: ROJAS GUTIERREZ EDGAR

UBICACIÓN : PASAJE 4, Asociación de Vivienda Los Hijos de Amauta.

PROGRESIVA : SUELO NATURAL

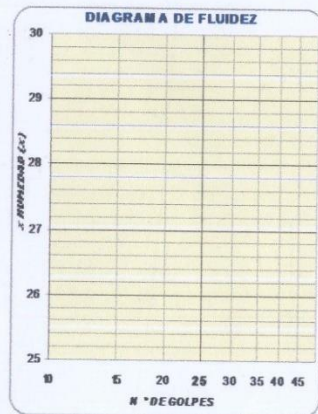
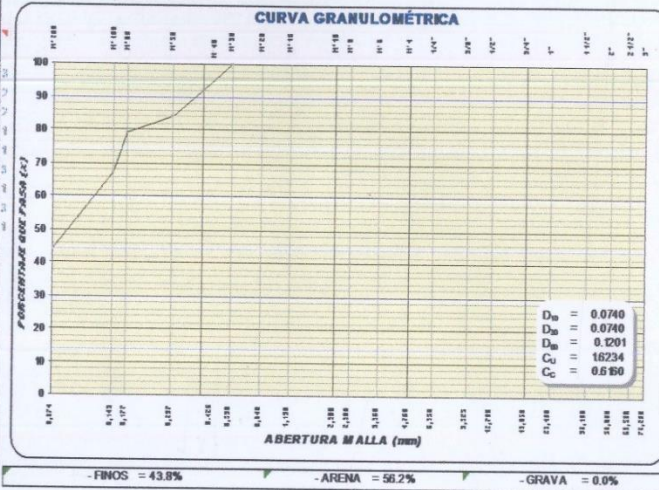
MUESTRA : C-03 / M-01

TÉCNICO : D.P.Q.

FECHA : Diciembre-2019

PROFUNDIDAD (f) : 0.00 - 0.15

MALLA SERIE AMERICANA	GRANULOMETRÍA NTP 339.028 (99)		
	ABERTUR A (mm)	RET (%)	PASA (%)
3"	76.200		
2 1/2"	63.500		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.700		
3/8"	9.525		
1/4"	6.350		
Nº 4	4.750		
Nº 6	3.350		
Nº 8	2.380		
Nº 10	2.000		
Nº 16	1.180		
Nº 20	0.840		
Nº 30	0.590		100.0
Nº 40	0.426	8.0	92.0
Nº 50	0.297	8.0	84.0
Nº 60	0.177	4.8	79.2
Nº 100	0.149	12.0	67.2
Nº 200	0.074	23.4	43.8
		43.8	



DESCRIPCIÓN	LÍMITE LÍQUIDO NTP 339.028 (98)	LÍMITE PLÁSTICO NTP 339.028 (98)
ENSAYO No.		
CÁPSULA No.		
PESO CÁPSULA + SUELO HÚMEDO, g		
PESO CÁPSULA + SUELO SECO, g		
PESO AGUA, g		
PESO DE LA CÁPSULA, g		
PESO SUELO SECO, g		
CONTENIDO DE HUMEDAD, %		
NÚMERO DE GOLPES		

RESULTADOS DE ENSAYOS		
CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL, %	NTP 339.027 (98)	1.2
LÍMITE LÍQUIDO, %	NTP 339.028 (98)	--
LÍMITE PLÁSTICO, %	NTP 339.028 (98)	--
INDICE DE PLASTICIDAD, %	NTP 339.028 (98)	NP
CLASIFICACIÓN		
SUJCS	NTP 339.034 (99)	SM
AASHO	NTP 339.035 (99)	A-4 (S)

DESCRIPCIÓN : Arena limosa. 56.2% de arena de grano fino; fracción fina pasante la malla Nº200 en un 43.8%, no plástico (LL = NP = MP), poco húmedo a seco, semi compacto, color marrón claro.

[Signature]
MULLER E. ASENCIOS MALLQUI
 Ingeniero Civil
 Especialista en Suelos
 CIP Nº 226837

V.BING



Dirección: Calle Huamanga Mz d, Lote 09, Los libertadores-Ate Vitarte
 Telf: 981641149
 Facebook: Empresa Constructora Consultora Asenmer
 Correo electrónico: Armandoase1504@hotmail.com



CAPACIDAD ADMISIBLE DEL MACIZO ROCOSO

HOJA N° 01

PROYECTO : ESTABILIZACIÓN CON MURO DE MAMPOSTERÍA Y SU EFICIENCIA PARA LA PROTECCIÓN DE VIVIENDAS EN EL DISTRITO DE ATE. LIMA.

SOLICITADO : BACH: ROJAS GUTIERREZ EDGAR

UBICACIÓN : PASAJE 4, Asociación de Vivienda Los Hijos de Amauta.

FECHA : Diciembre-2019

PROCEDENCIA Macizo rocoso Pasaje 4

1.0 Roca intacta

Peso específico (g/cm ³)	:	2.6	▣ (0.0255 MN/m ³)
Resistencia a la compresión uniaxial U _c (kg/cm ²)	:	513.8	▣ (50.4 MPa)
Módulo de elasticidad (MPa)	:	25000	▣ 254929 kg/cm ²
Relación de Poisson	:	0.2	
Angulo de fricción interna (°)	:	38	
m _i	:	28	6
cohesión MPa	:	12.29	
Profundidad de cimentación (m)	:	0.3	5

2.0 Macizo Rocosos

Valoración de la masa rocosa (RMR)	:	51
Índice Q (Barton 1974)	:	2.177
Espaciamiento de discontinuidades (m)	:	0.2

a) Calidad del macizo rocoso (RQD)

Número de discontinuidades por m ³	:	18
Frecuencia de discontinuidades por metro lineal	:	-
- Palmstrom	RQD =	52
- Priest y Hudson	RQD =	-
Valor asumido	RQD =	52

b) Módulo de deformación de la masa rocosa (MPa)

- Bieniawski (1978), Serafim y Pereira (1983)	E _m =	2000 MPa
- Kulhawy y Goodman (1980)	E _m =	5000 MPa
- Hoek (1995)	E _m =	7519 MPa
- Grimstad y Barton (1993)	E _m =	8445 MPa
Valor asumido	E _m =	5000 MPa

c) Parámetros de Hoek & Brown - masa rocosa

m =	0.846
s =	0.00028 Para roca alterada
s =	0.00432 Para roca no dañada por voladura
a =	0.5

d) Esfuerzos in-situ

k =	1.00	En rocas fracturadas en superficie
k =	1.50	En rocas no alteradas en superficie
k =	0.25	En medios homogéneos e isotrópicos en función de m
k =	46.93	Sheorey (1994)
k =	1.0	Valor asumido

Esfuerzo vertical	σ _v =	0.008 MPa
Esfuerzo horizontal	σ _h =	0.008 MPa
Esfuerzo principal menor	σ ₃ =	0.008 MPa


MIULLER E. ASENCIOS MALLQUI
 Ingeniero Civil
 Especialista en Suelos
 CIP N° 226837



Dirección: Calle Huamanga Mz d, Lote 09, Los libertadores-Ate Vitarte
 Telf. 981641149
 Facebook: Empresa Constructora Consultora Asenmer
 Correo electrónico: Armandoase1504@hotmail.com



CAPACIDAD ADMISIBLE DEL MACIZO ROCOSO

HOJANº 02

PROYECTO : ESTABILIZACIÓN CON MURO DE MAMPOSTERÍA Y SU EFICIENCIA PARA LA PROTECCIÓN DE VIVIENDAS EN EL DISTRITO DE ATE, LIMA.
 SOLICITADO : BACH: ROJAS GUTIERREZ EDGAR
 UBICACIÓN : PASAJE 4, Asociación de Vivienda Los Hijos de Amauta.
 PROCEDENCIA Macizo rocoso Pasaje 4

FECHA : Diciembre-2019

e) Parámetros de Resistencia cortante

Bieniawski (1979)	$C_m = 255 \text{ KPa}$ $\phi_m = 30.5^\circ$
Hoek-Brown (1988)	$h = 1.00$ $C_m = 64.15 \text{ KPa}$ $\phi_m = 72.82^\circ$
Ajuste de Mohr-Coulomb a la curva de Hoek-Brown (1995)	$\lambda_m = 23.76$ $C_m = 87.10 \text{ KPa}$ $\phi_m = 66.81^\circ$
Valor asumido	$C_m = 280.00 \text{ KPa}$ $\phi_m = 33.00^\circ$

f) Capacidad admisible

Hoek (1995)	$\sigma_{cs} = \sqrt{s} \cdot \sigma_c$ $s = 0.00432$ $\sigma_c = 513.8 \text{ Kg/cm}$ $q_{ult} = 33.8 \text{ Kg/cm}$
AASHTO (1996)	$q_{ult} = N_{ms} \cdot U_c$ $N_{ms} = (B) \cdot 0.114$ $U_c = 513.8 \text{ Kg/cm}$ $q_{ult} = 58.6 \text{ Kg/cm}$
Criterio de comprobación	$q_{ad} < 0.2 \cdot U_c$ $U_c = 513.8 \text{ Kg/cm}$ $q_{ad} < 102.8 \text{ Kg/cm}$ $q_{ad} < 0.33 \cdot f_c$ $f_c = 210.0 \text{ Kg/cm}^2$ $q_{ad} < 69.3 \text{ Kg/cm}$

Capacidad de soporte última asumida $q_{ult} = 33.8 \text{ Kg/cm}^2$
Capacidad admisible de la roca $q_{ad} = 11.3 \text{ Kg/cm}^2$

Vº Bº INGº

(Firma)
MULLER E. ASECICIOS MALLQUI
 - Ingeniero Civil
 Especialista en Suelos
 CIP Nº 226837



Dirección: Calle Huamanga Mz d, Lote 09, Los libertadores-Ate Vitarte
 Telf: 981641149
 Facebook: Empresa Constructora Consultora Asenmer
 Correo electrónico: Armandoase1504@hotmail.com



DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN

PROYECTO ESTABILIZACIÓN CON MURO DE MAMPOSTERÍA Y SU EFICIENCIA PARA LA PROTECCIÓN DE VIVIENDAS EN EL DISTRITO DE ATE, LIMA.

SOLICITADO : BACH: ROJAS GUTIERREZ EDGAR

REGISTRO

TÉCNICO : C.P.Q.

FECHA : Diciembre-2019

UBICACIÓN : PASAJE 4, Asociación de Vivienda Los Hijos de Amauta.

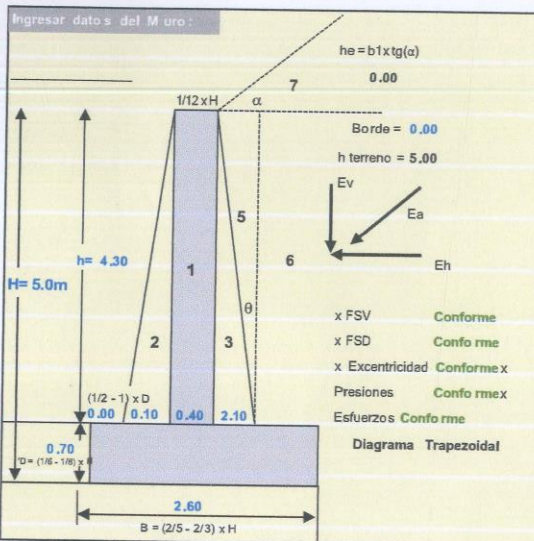
Ingresar datos Generales:

$\Phi = 38.0^\circ$ * Angulo de fricción de suelo
 $\alpha = 0.00^\circ$ * Angulo de inclinación del talud
No tiene Talud
 $\theta = 26.03^\circ$ * Angulo de inclinación de la pantalla

c.p.s. = 11.20 kg/cm² Capacidad portante del suelo
Pe terreno = 2.10 tn/m³ Peso especif. del terreno
Pe muro = 2.65 tn/m³ Peso especif. pantalla
Pe Ciment. = 2.65 tn/m³ Peso especif. cimentación
f_c = 140 kg/cm² Resistencia del concreto
FSV = 1.50 Factor de seguridad volteo
FSD = 1.50 Factor seguridad deslizamiento

f = tang(Φ) = 0.78 Coefic. de fricción

h' = 0.24 m Sobrecarga = 500 kg/m²



Cálculo del Empuje Activo:

$$K_a = \frac{\cos(\beta) \times \cos(\beta) - \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\Phi)}}{\cos(\beta) + \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\Phi)}} \quad \text{Coeficiente de empuje activo}$$

$$K_a = 0.2379$$

$$E_a = \frac{1}{2} \times g \times K_a \times (h + b1 \times \text{tg}(\alpha)) \times (h + b1 \times \text{tg}(\alpha) + 2h') \quad \text{Empuje activo}$$

$E_a = 6.84 \text{ tn}$

$$d_h = \frac{1}{2} \times h \times \left[\frac{(h + 3 \times h')}{(h + 2 \times h')} \right] \quad \text{Ubicación del empuje activo}$$

$d_h = 1.74 \text{ m}$

$$E_v = E_a \times \sin(\text{ang.})$$

$E_v = 0.00 \text{ tn}$

$$E_a = E_a \times \cos(\text{ang.})$$

$E_a = 6.84 \text{ tn}$

MIULLER E. ASENSIOS MALLQUI
Ingeniero Civil
Especialista en Suelos
CIP N° 226837



Dirección: Calle Huamanga Mz d, Lote 09, Los libertadores-Ate Vitarte
Telf. 981641149
Facebook: Empresa Constructora Consultora Asenmer
Correo electrónico: Armandoase1504@hotmail.com



DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN

PROYECTO : ESTABILIZACIÓN CON MURO DE MAMPOSTERÍA Y SU EFICIENCIA PARA LA PROTECCIÓN DE VIVIENDAS EN EL DISTRITO DE ATE, LIMA.

REGISTRO :
TÉCNICO : C.P.Q.
FECHA : Diciembre-2019

SOLICITADO : BACH: ROJAS GUTIERREZ EDGAR

UBICACIÓN : PASAJE 4, Asociación de Vivienda Los Hijos de Amauta.

Verificación de Estabilidad:

					Pesos	Brazo	Momento
P1	0.40	4.30	2.65	1.00	4.558	0.30	1.367
P2	0.10	4.30	2.65	0.50	0.570	0.07	0.038
P3	2.10	4.30	2.65	0.50	11.965	1.20	14.358
P4	2.60	0.70	2.65	1.00	4.823	1.30	6.270
P5	2.10	4.30	2.10	0.50	9.482	1.90	18.015
P6	0.00	4.30	2.10	1.00	0.000	2.60	0.000
P7	2.10	0.00	2.10	0.50	0.000	1.90	0.000
Ev					0.000	1.01	0.000
				ΣP	31.397	ΣM	40.048

$$\Sigma M / (E \times d_h) \quad FSV = 3.367 > 1.50 \quad \text{Conforme}$$

$$[\Sigma P \times \text{Tang}(\varphi)] / E \quad FSD = 3.587 > 1.50 \quad \text{Conforme}$$

Ubicación de la Resultante:

$$x_0 = 1.276m \quad [\Sigma M - (Eh \times d_h)] / \Sigma P$$

$$z = 0.379m \quad (Eh \times d_h) / \Sigma P$$

Cálculo de la Excentricidad:

$$e = B/2 - (x_0 - z) < B/6$$

$$0.403 < 0.433 \quad \text{Conforme}$$

Cálculo de Presiones:

$$q_1 = \Sigma P/B \times [1 + (6 \times e) / B] \quad 23.31 \text{ tn/m}^2$$

$$q_2 = \Sigma P/B \times [1 - (6 \times e) / B] \quad 0.84 \text{ tn/m}^2$$

Diagrama Trapezoidal

$$2.331 < 11.20 \quad \text{Conforme}$$

Esfuerzo de compresión del concreto:

$$f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 \times f'_c \quad 56 \text{ kg/cm}^2 \quad 560 \text{ tn/m}^2$$

$$23.315 < 560.00 \quad \text{Conforme}$$


 MÜLLER E. ASENCIOS MALLQU
 Ingeniero Civil
 Especialista en Suelos
 CIP N° 226837



Dirección: Calle Huamanga Mz d, Lote 09, Los libertadores-Ate Vitarte
 Telf. 981641149
 Facebook: Empresa Constructora Consultora Asenmer
 Correo electrónico: Armandoase1504@hotmail.com



ENSAYO DE CARGA PUNTUAL ASTM D-5731

PROYECTO : ESTABILIZACIÓN CON MURO DE MAMPOSTERÍA Y SU EFICIENCIA PARA LA PROTECCIÓN DE VIVIENDAS EN EL DISTRITO DE ATE. LIMA.

SOLICITADO : BACH: ROJAS GUTIERREZ EDGAR

UBICACIÓN : PASAJE 4. Asociación de Vivienda Los Hilos de

PROCEDENCIA : Macizo rocoso Pasaje 4

REGISTRO :

TÉCNICO : C.P.Q.

FECHA : Diciembre-2019

MUESTRA : M-1 y M-2

TIPO DE ROCA : INTRUSIVO (GABRO-DIORITA)

PROCEDENCIA : MACIZO ROCOSO

TIPO DE MUESTRAS : TESTIGOS IRREGULARES

N° DE TESTIGO	CARACTERÍSTICAS DE LA MUESTRA				ÍNDICE DE CARGA PUNTUAL ESTÁNDAR			RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	
	Dimensiones (mm)			D _e ² (mm ²)	I _{s(50)}			σ _c	
	Ancho	Largo	Altura		Presión (bar)	(MPa)	(kg/cm ²)	(MPa)	(kg/cm ²)
M-1	41.50	70.50	36.00	1902.22	32.20	2.31	23.5	53.1	541.4
M-2	38.40	65.20	38.40	1877.47	28.60	2.07	21.1	47.7	486.1

RESULTADOS DE ENSAYOS


ÍNDICE DE CARGA PUNTUAL			RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN		
MÁXIMO	MÍNIMO	PROMEDIO	MÁXIMO	MÍNIMO	PROMEDIO
2.31 MPa	2.07 MPa	2.19 MPa	53.10 MPa	47.67 MPa	50.38 MPa
23.5 kg/cm ²	21.1 kg/cm ²	22.3 kg/cm ²	541.4 kg/cm ²	486.1 kg/cm ²	513.8 kg/cm ²

CLASIFICACIÓN DE LA ROCA SEGÚN SU RESISTENCIA

Resistente

Clase R4

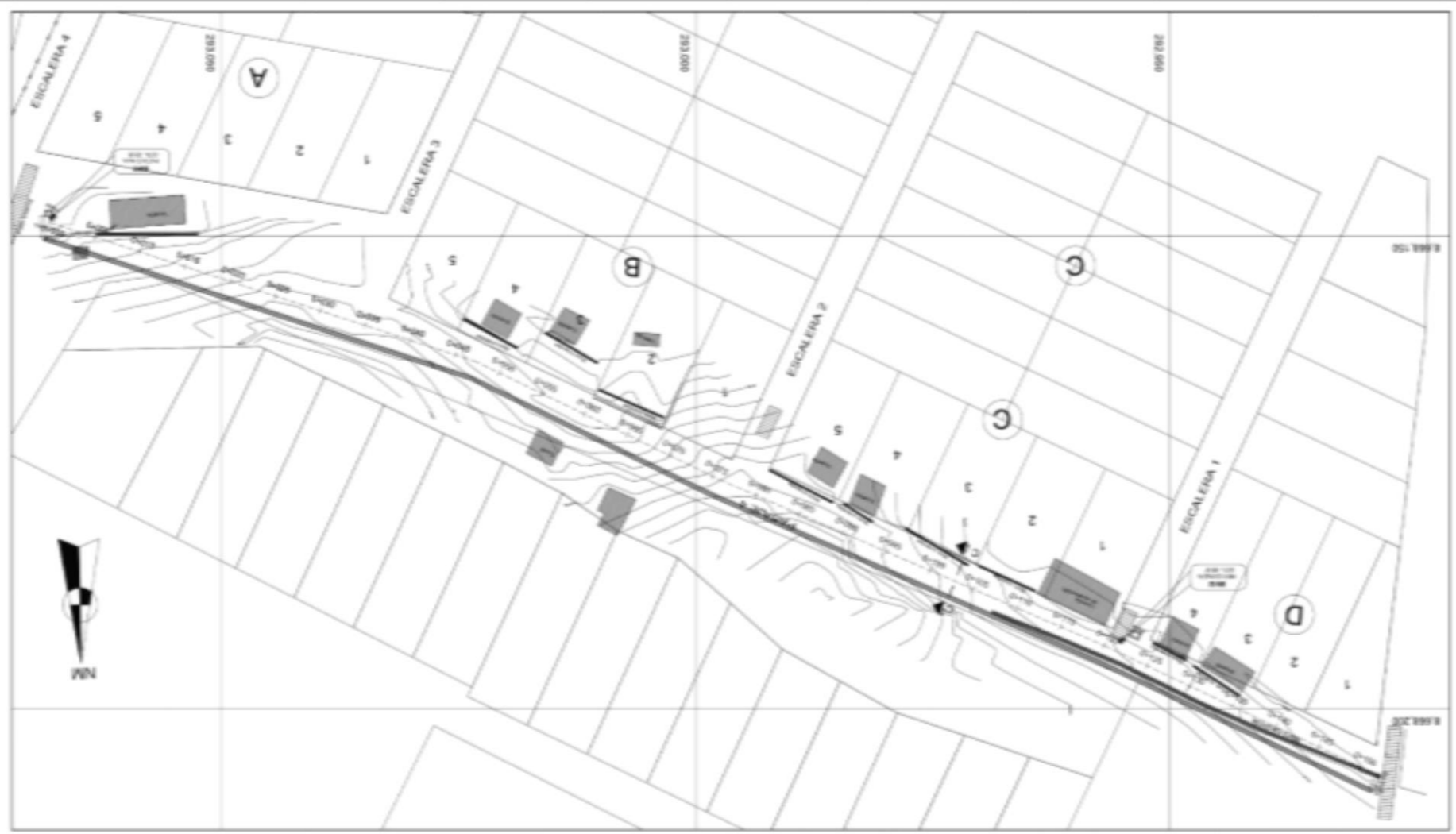
OBSERVACIONES:


MULLER E. ASENCIOS MALLQUI
 Ingeniero Civil
 Especialista en Suelos
 CIP N° 226837

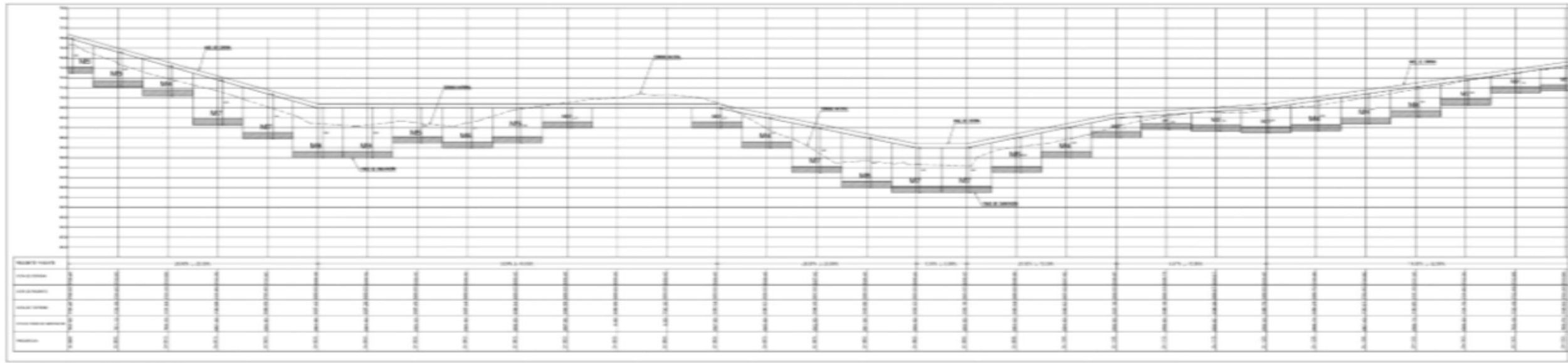


Dirección: Calle Huamanga Mz d, Lote 09, Los libertadores-Ate Vitarte
 Telf. 981641149
 Facebook: Empresa Constructora Consultora Asemer
 Correo electrónico: Armandoase1504@hotmail.com

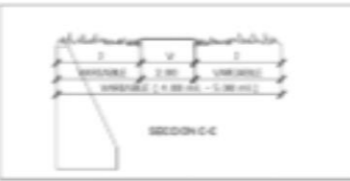
PLANOS



PLANTA (PASAJE 4)
 DE 1:500



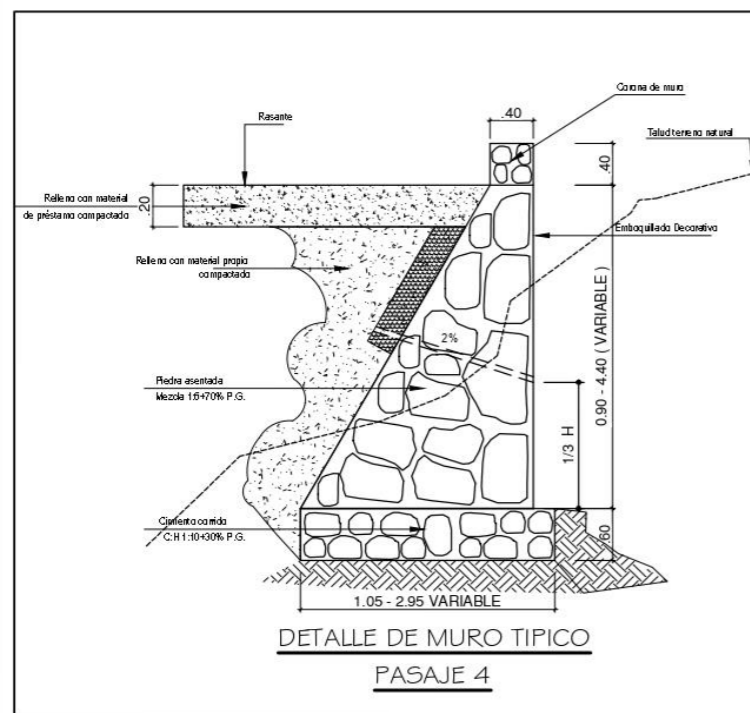
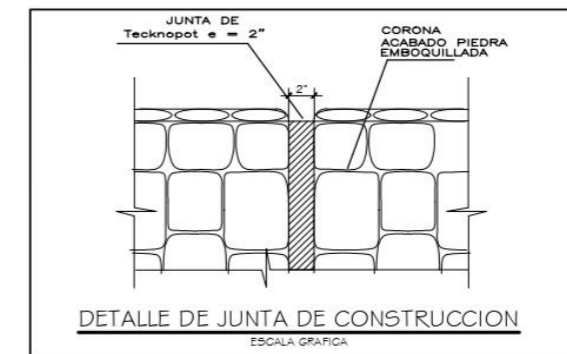
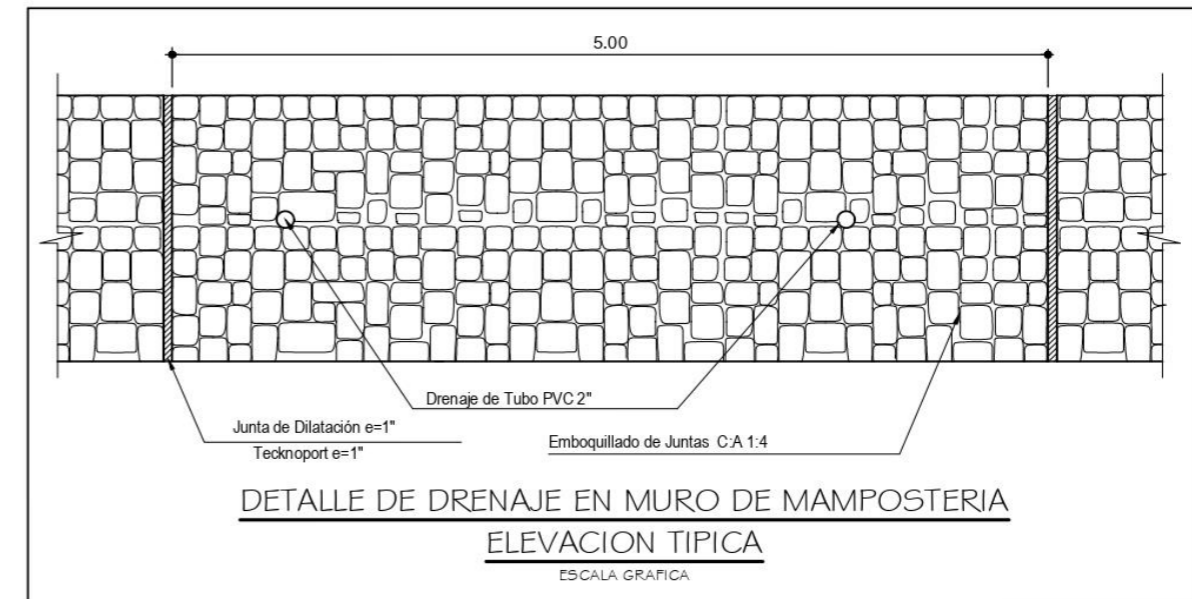
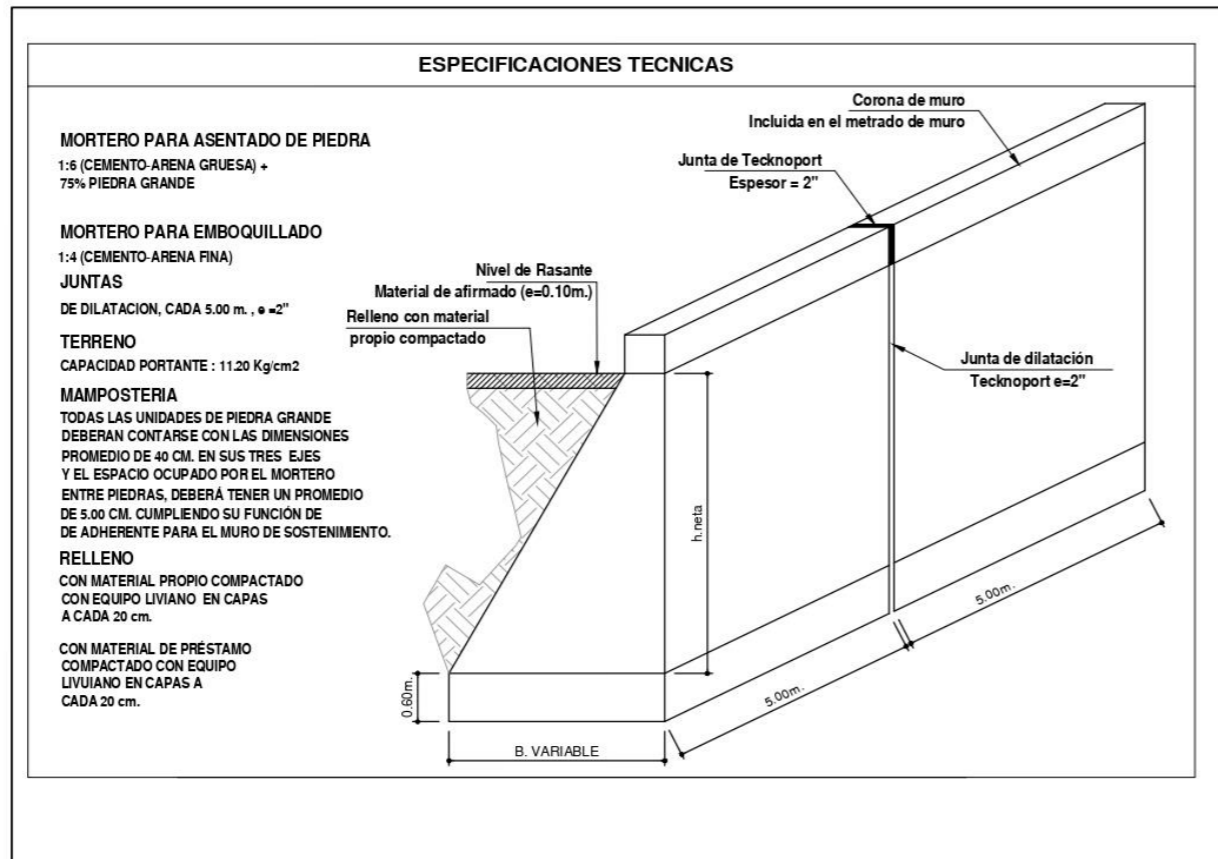
PERFIL LONGITUDINAL (PASAJE 4)
 DE 1:100



DISTRITO DE ATE VITARTE


UPLA
 UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE LIMA
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLO

PPL-01
 PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL
 PASAJE 4



PASAJE 4 CUADRO DE MUROS

TIPO	h.zapata	h.neta	h.total	B.zapata	h.corona	B.corona
M-1	0.60	0.90	1.50	1.05	0.40	0.40
M-2	0.60	1.40	2.00	1.30	0.40	0.40
M-3	0.60	1.90	2.50	1.55	0.40	0.40
M-4	0.60	2.40	3.00	1.85	0.40	0.40
M-5	0.60	2.90	3.50	2.15	0.40	0.40
M-6	0.60	3.40	4.00	2.40	0.40	0.40
M-7	0.60	3.90	4.50	2.65	0.40	0.40
M-8	0.60	4.40	5.00	2.95	0.40	0.40

DISTRITO DE ATE VITARTE

UNIVERSIDAD PERUANA DE LOS ANDES

PROYECTO:
ESTABILIZACION DE MUROS DE MAMPOSTERIA Y SU EFICIENCIA PARA LA PROTECCION DE VIVIENDAS EN EL DISTRITO DE ATE VITARTE

PLANO:
DETALLE DE MURO

REALIZADO POR:
EDGAR ROJAS GUTIERREZ

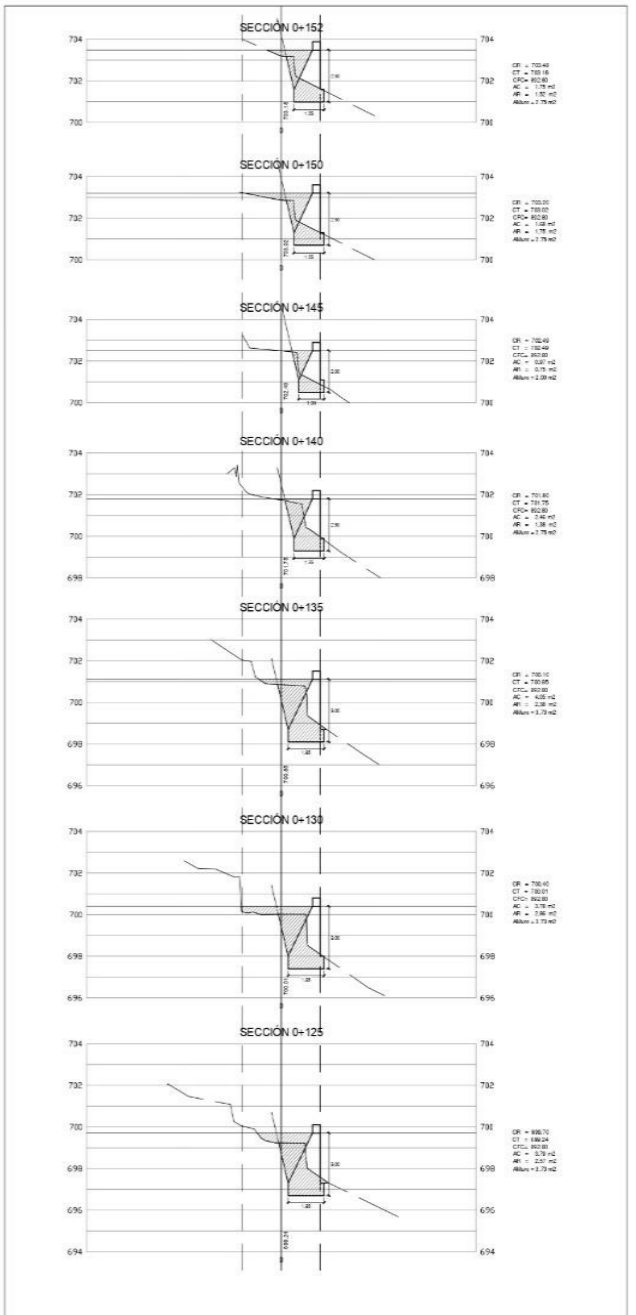
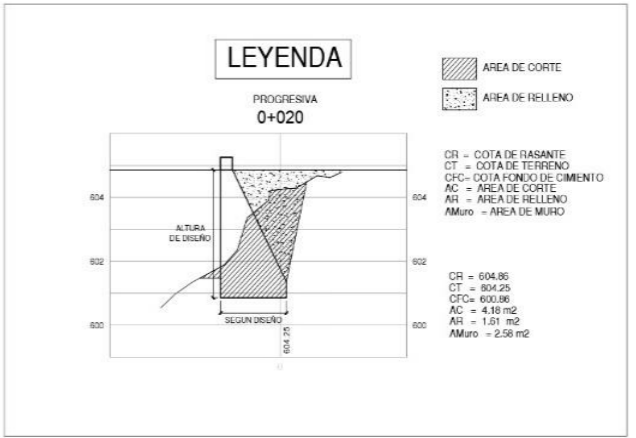
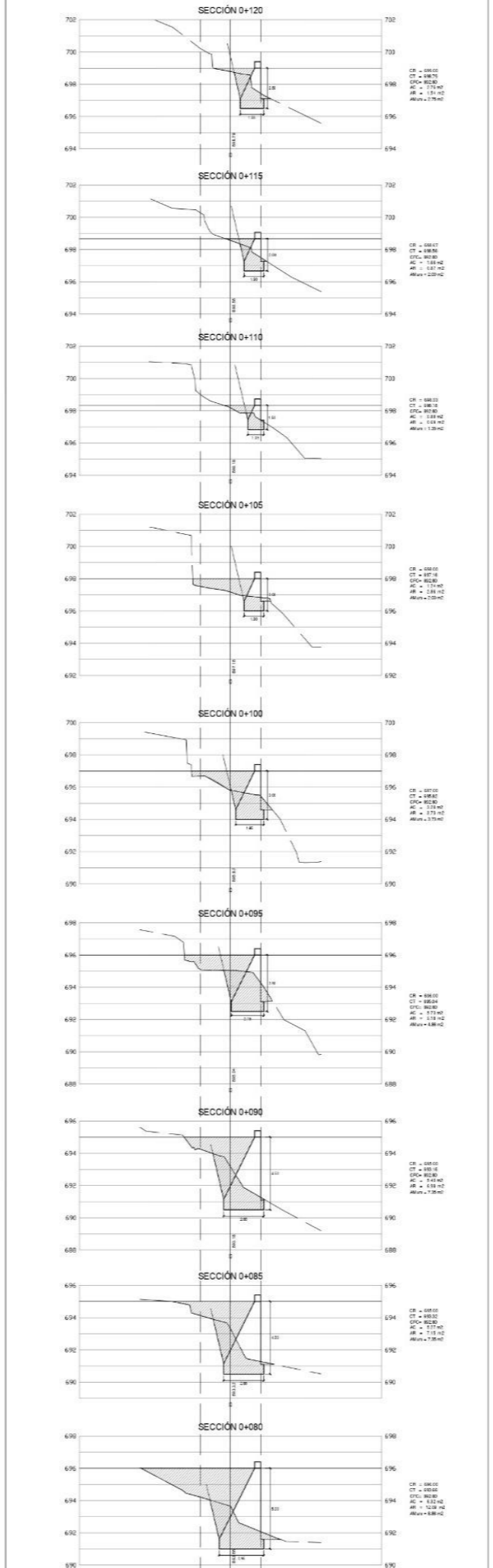
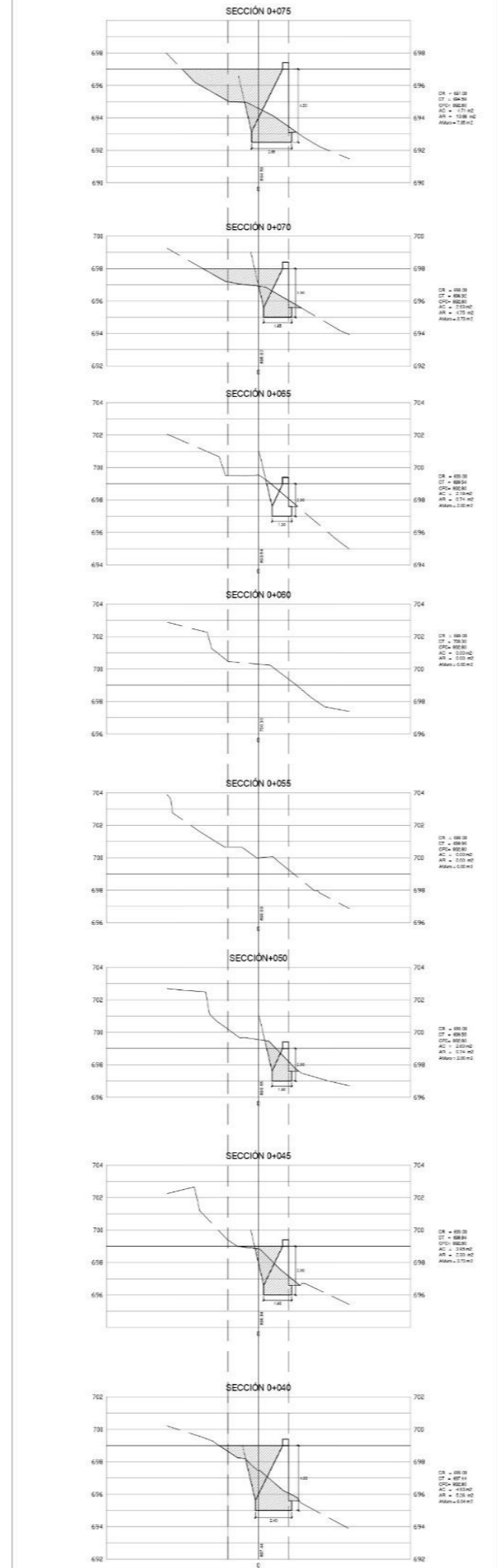
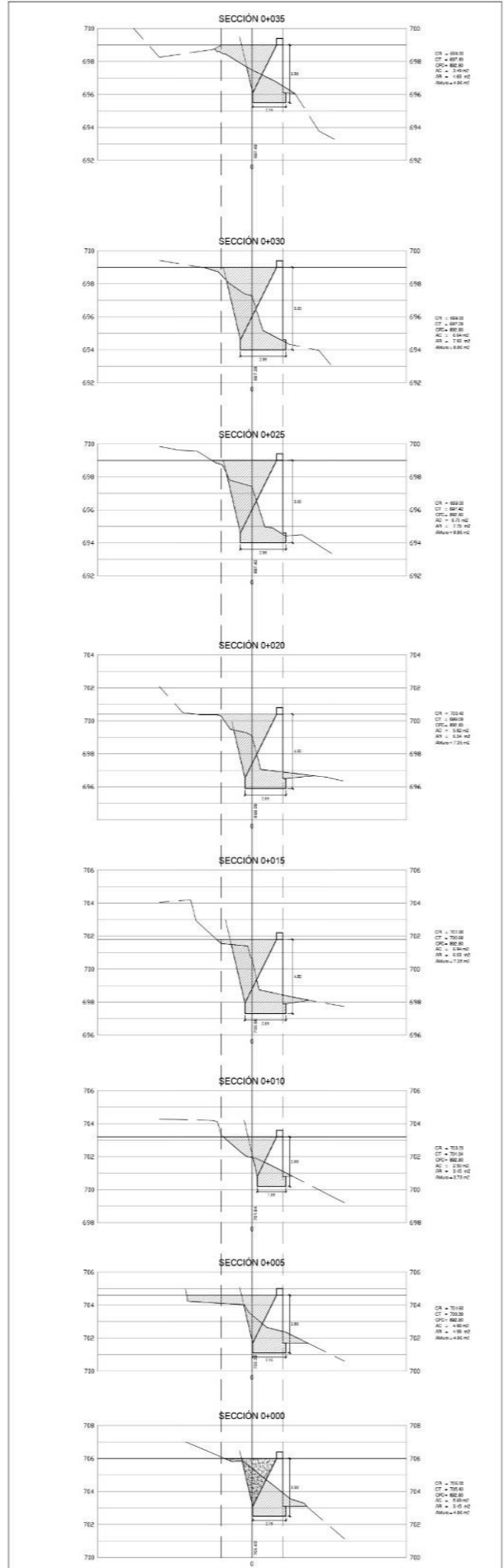
UBICACION:
ASOCIACION DE VIVIENDA POR LOS HIJOS DE AMAUTA PASAJE 04

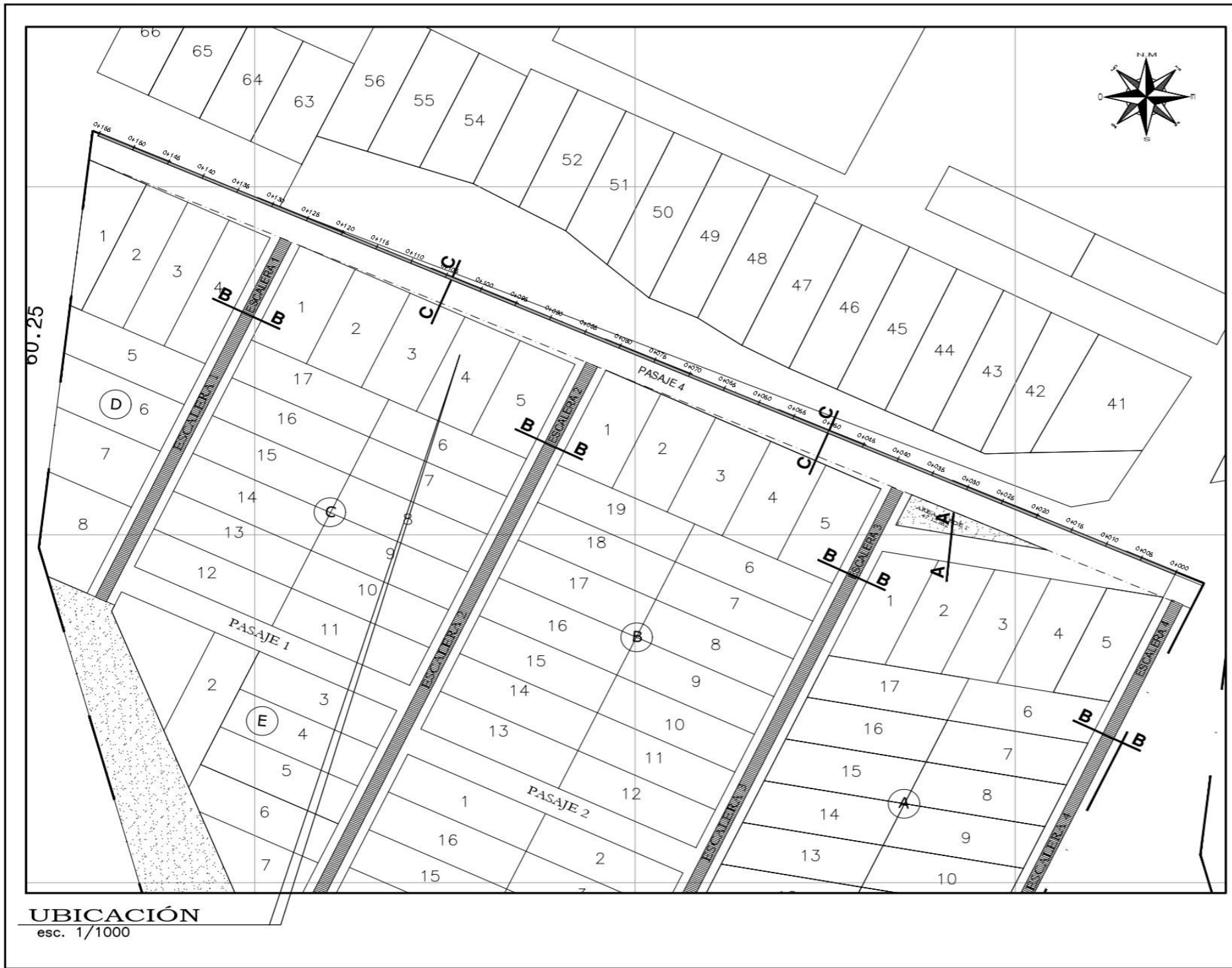
D-01

UNIVERSIDAD PERUANA DE LOS ANDES


DISEÑO
E.R.G

ESCALA
1/50
FECHA
DICIEMBRE 2019
DISEÑO
E.R.G





LOCALIZACIÓN
esc. 1/10,000

DISTRITO DE ATE VITARTE			
 UPLA UNIVERSIDAD PERUANA DE LOS ANDES	PROYECTO:	ESTABILIZACION DE MUROS DE MAMPOSTERIA Y SU EFICIENCIA PARA LA PROTECCION DE VIVIENDAS EN EL DISTRITO DE ATE VITARTE	UB-01
	PLANO:	UBICACION Y LOCALIZACION	
	REALIZADO POR:	EDGAR ROJAS GUTIERREZ	ESCALA: 1/50
	UBICACION:	ASOCIACION DE VIVIENDA POR LOS HIJOS DE AMAUTA PASAJE 04	FECHA: DICIEMBRE 2019
UNIVERSIDAD PERUANA DE LOS ANDES	DISEÑO: E.R.G	DISEÑO: E.R.G	

UBICACIÓN
esc. 1/1000

INICIO DE LEVANTAMIENTO BM 01 DE COTA INICIAL



LEVANTAMIENTO DESDE EL PUNTO BM 02



PUNTO DE BM



REALIZACION DEL ESTACADO

