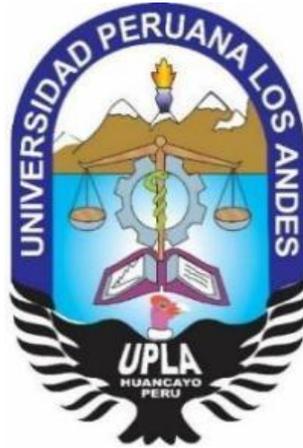


UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

“TÉCNOLOGIA DE MUROS CELULARES PARA OPTIMIZAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA SANTA ANA EN EL DISTRITO DE PERENE - CHANCHAMAYO – JUNIN”

PRESENTADO POR:

Bach. Eliana Rojas Abila

Bach. Rossana Madrid López

Línea de Investigación: Nuevas Tecnologías y Procesos

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

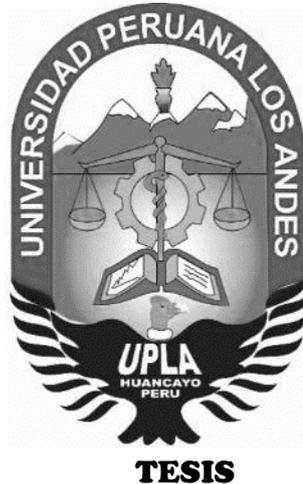
INGENIERA CIVIL

HUANCAYO, PERU

2020

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



“TECNOLOGIA DE MUROS CELULARES PARA OPTIMIZAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA SANTA ANA EN EL DISTRITO DE PERENE - CHANCHAMAYO – JUNIN”

PRESENTADO POR:

Bach. Eliana Rojas Abila

Bach. Rossana Madrid López

Línea de Investigación: Nuevas Tecnologías y Procesos

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERA CIVIL

HUANCAYO, PERU

2020

ASESOR:

Ph. D. MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

DEDICATORIA

A mi mamá, mi hermana, gracias por estar a mi lado en esta etapa de mi pregrado, su apoyo moral y entusiasmo que me brindaron para seguir adelante en mis propósitos, que han sido mi fuerza. Y a todas las personas que me apoyaron para poder terminar y cumplir este sueño. A la memoria del Ing. Nakandakare Santana Julio Buyu, quien fue el que ayudó a iniciar esta Tesis.

Eliana Rojas Abila

DEDICATORIA

En memoria al Ing. Nakandakare Santana Julio Buyu, por su ejemplar labor realizada, por su enseñanza y apoyo.

Rossana Madrid López

AGRADECIMIENTO

A mi mamá Vanji, quien siempre me apoyo incondicionalmente y creyó en mí, a mi hermana Joanna por ser mi impulso, a mi novio Rorik, por darme el apoyo moral para continuar con este sueño, a la Ing. Natividad Sánchez, quien fue la guía para la ejecución del presente estudio y a todas las personas que creyeron en mí y me apoyaron para terminar en dar un paso más en la vida.

A nuestro asesor el Ing. Julio Nakandakare por la orientación, tiempo y paciencia durante el desarrollo de la investigación, que Dios lo guarde en su Gloria.

A nuestro asesor el Ph. D. Mohamed Mehdi Hadi Mohamed por la orientación, tiempo y paciencia durante el desarrollo y la culminación de esta Investigación.

Eliana Rojas Abila

AGRADECIMIENTO

A mi mamá Rosa Angelica por su apoyo incondicional, a mi hijo Estéfano por su gran amor y a todas las personas que creyeron en mí y me apoyaron para terminar en dar un paso más en la vida.

A nuestro asesor el Ing. Julio Nakandakare por la orientación, tiempo y paciencia durante el desarrollo de la investigación, que Dios lo guarde en su Gloria.

A nuestro asesor el Ph. D. Mohamed Mehdi Hadi Mohamed por la orientación, tiempo y paciencia durante el desarrollo y la culminación de esta Investigación.

Rossana Madrid López

HOJA DE CONFORMIDAD DE JURADOS

DR. RUBEN DARIO TAPIA SILGUERA
PRESIDENTE

JURADO

JURADO

JURADO

MG. MIGUEL ANGEL, CARLOS CANALES
SECRETARIO DOCENTE

INDICE

ASESORES	¡Error! Marcador no definido.iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
HOJA DE CONFORMIDAD DE LOS JURADOS	vii
ÍNDICE	viii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiv
RESUMEN	¡Error! Marcador no definido.xvi
ABSTRACT.....	xviii
INTRODUCCIÓN	¡Error! Marcador no definido.xviii
CAPÍTULO I PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2. FORMULACIÓN Y SISTEMATIZACIÓN DEL PROBLEMA.....	1
1.2.1. PROBLEMA GENERAL	4
1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS	4
1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	5
1.3.1. PRACTICO	5
1.3.2. TEORICA.....	5
1.3.3. SOCIAL	6
1.3.4. METODOLÓGICA	6
1.4. DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	6
1.4.1. ESPACIAL	6
1.4.2. TEMPORAL.....	6
1.4.3. ECONÓMICA.....	7
1.5. LIMITACIONES.....	7
1.6. OBJETIVOS	7
1.6.1. OBJETIVO GENERAL.....	7
1.6.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	8
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	9
2.1. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO	9
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....	9

2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES	10
2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES	12
2.2. MARCO CONCEPTUAL.....	14
2.2.1. CONFIGURACION ESTRUCTURAL	14
2.2.2. SISTEMA ESTRUCTURAL	14
2.2.3. MECÁNICA DE SUELOS	15
2.2.4. ANÁLISIS GRANULÓMETRICO.....	16
2.2.5. CONSISTENCIA DEL SUELO	18
2.2.6. CLASIFICACIÓN DE SUELOS	20
2.2.7. SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS.....	27
2.2.8. PESO UNITARIO	28
2.2.9. ENSAYO DE CORTE DIRECTO	28
2.2.10 TEORIA PARA EMPUJES DE TIERRAS	30
2.2.11.EMPUJE DE TIERRAS.....	36
2.2.12.ESTABILIDAD DE TALUDES.....	41
2.2.13.FUERZAS Y SOBRECARGAS	48
2.2.14.TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN	42
2.2.15.MUROS TIPO CELULAR	57
2.2.16.SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL EN MUROS DE CONTENCIÓN.....	48
2.2.17.TEORIA DE LOS ELEMENTOS FINITOS.....	63
2.3. DEFINICIÓN DE TERMINOS.....	65
2.4. HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN	67
2.4.1. HIPOTESIS GENERAL.....	67
2.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	68
2.5. VARIABLES	68
2.5.1.VARIABLES, DEFINICION CONCEPTUAL	68
2.5.2.OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES	69
CAPÍTULO III METODOLOGÍA.....	71
3.1. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN.....	71
3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	71
3.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN	72
3.4. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	72
3.5. POBLACIÓN Y MUESTRA	72

3.6. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	73
3.6.1. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	73
3.6.2. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	74
3.7. PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	74
3.8. TECNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS	75
CAPÍTULO IV RESULTADO DE LA INVESTIGACIÓN	76
4.1. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	76
4.1.1. DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL.....	76
4.1.2. MURO DE CONTENCION EN VOLADIZO EXISTENTE	78
4.1.2.1. DESCRIPCION	79
4.2. ANALISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO (MODULO B)	¡Error! Marcador no definido.81
4.2.1. PARAMETROS PARA EL ANALISIS ESTRUCTURAL DEL MÓDULO B.....	81
4.2.1.1 ARQUITECTURA DEL MÓDULO B.....	82
4.2.1.2.DESRIPCION DEL PROYECTO ESTRUCTURAL	83
4.2.1.3.NORMAS EMPLEADAS.....	84
4.2.1.4.CARGAS DE DISEÑO.....	84
4.2.1.5.CONDICIONES GENERALES PARA EL DISEÑO	85
4.2.1.5.1 MATERIALES	86
4.2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	86
4.2.3. METRADO DE CARGAS	89
4.2.4. ANALISIS SISMICO	90
4.2.4.1. PARAMETROS SISMICOS	90
4.2.5. ANALISIS ESTÁTICO	93
4.2.6. ANALISIS DINAMICO	93
4.2.7. CONTROL DE DESPLAZAMIENTO.....	94
4.2.7.1. MODELO ESTRUCTURAL.....	94
4.2.7.2. CALCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS	96
4.2.7.3. CALCULO DE LA IRREGULARIDAD TORSIONAL	96
4.3. ANALISIS Y DISEÑO DEL MURO TIPO CELULAR¡Error! Marcador no definido.98	
4.3.1. MURO TIPO CELULAR PROPUESTO	99
4.3.2. PARAMETROS PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE MURO TIPO CELULAR	99
4.3.2.1.NORMAS TECNICAS EMPLEADAS	99

4.3.2.2.ZONIFICACION SISMICA.....	100
4.3.2.3.CATEGORIA DE LA EDIFICACIÓN.....	100
4.3.2.4.TIPO DE SUELO	100
4.3.2.5.PESO ESPECIFICO DE LOS MATERIALES.....	102
4.3.2.6.DATOS PARA EL EMPUJE DEL SUELO.....	102
4.3.3.ANALIS Y DISEÑO POR CÁLCULO MANUAL USANDO TABLAS KALMANOK	104
4.3.4.ANALISIS DISEÑO POR CÁLCULO MANUAL SEGUN EL JOINT COMITEE	122
4.3.5... ANÁLISIS DEL MURO DE CONTENCIÓN TIPO CELULAR USANDO EL SOFTWARE SAP2000	134
4.6. SISTEMA DE DRENAJE	136
4.7. PRESUPUESTO COMPARATIVO	138
4.7.1.PRESUPUESTO SEGÚN EXPEDIENTE TECNICO PROGRAMADO	138
4.7.2. PRESUPUESTO REALMENTE EJECUTADO	139
4.7.3. PRESUPUESTO PROPUESTO	141
CAPÍTULO V DISCUSION DE RESULTADOS	142
CONCLUSIONES.....	144
RECOMENDACIONES.....	146
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	147
ANEXOS.....	149

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Sistema de Clasificación AASHTO	21
Tabla 2.a Sistema Unificado de Clasificación de Suelos arenoso.....	24
Tabla 2.b Sistema Unificado de Clasificación de Suelos arcilloso y limoso	25
Tabla 3. Nombres Típicos de los Materiales	26
Tabla 4. Valores de K_0 para algunos tipos de suelos	37
Tabla 5. Cuadro comparativo de muro convencional y muro celular	58
Tabla 6. Variables	68
Tabla 7. Operacionalización de variables.....	69
Tabla 8. Propiedades de la armadura de acero	85
Tabla 9. Propiedades del concreto armado	85
Tabla 10. Definición de propiedades.....	86
Tabla 11. Cuadro de vigas en dirección x-x.....	87
Tabla 12. Cuadro de vigas en dirección y-y	88
Tabla 13. Cuadro de carga muerta.....	89
Tabla 14. Cuadro de carga viva	89
Tabla 15. Zonificación sísmica del Perú	91
Tabla 16. Cálculo de los desplazamientos	96
Tabla 17. Cálculo de la irregularidad torsional.....	98
Tabla 18. Datos de mecánica de Suelos	103
Tabla 19. Datos generales del muro tipo celular.....	103
Tabla 20. Cuadro de las dimensiones de cada paño de Losa	107
Tabla 21. Tabla 15 de kalamanoc para momento negativo	110
Tabla 22. Tabla 15 de kalamanoc para momento positivo.....	111
Tabla 23. Tabla 15 de kalamanoc para momento vertical	112
Tabla 24. Diseño de distribución de acero-paño 1	113
Tabla 25. Cuadro acondicionado extraído de las tablas kalmanoc	114
Tabla 26. Diseño de distribución de acero -paño 04.....	116
Tabla 27. Cuadro acondicionado extraído de la tabla n°15 de kalmanoc 4.....	117
Tabla 28. Diseño de distribución de acero -paño 07.....	118
Tabla 29. Cuadro acondicionado extraído de las tablas kalmanoc	119
Tabla 30. Tabla 28. Diseño de distribución de acero -paño 11	120
Tabla 31. Cuadro de las dimensiones de cada paño de Losa	124
Tabla 32. Coeficiente para el cálculo de los momentos de diseño losas apoya....	126
Tabla 33. Acero requerido con M_u	130
Tabla 34. Coeficiente para el cálculo de momentos	130
Tabla 35. Cálculo de momentos en losas 7-12.....	131
Tabla 36. Cálculo del diseño de acero.....	131
Tabla 37. Coeficiente para el cálculo de los momentos de diseño losas apoya....	132
Tabla 38. Cálculo de los Coeficientes para el cálculo de momentos	132
Tabla 39. Cálculo de los Momentos	133
Tabla 40. Cálculo del diseño de acero requerido con M_u	134

Tabla 41. Presupuesto programado	139
Tabla 42. Presupuesto Ejecutado.....	140
Tabla 43. Presupuesto propuesto.....	141

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación y localización de la I.E. Santa Ana-Perene-Chanchamayo	4
Figura 2. Límites de Atterberg	20
Figura 2.a Carta de plasticidad.	23
Figura 3. Suelos Cohesivos y no cohesivos.	27
Figura 4. Muestra Grafica de la teoria de Coulomb.	32
Figura 5. Detalle de las partes de un muro de contención.....	33
Figura 6. Teoria de Rankine	35
Figura 7. Muestra esquemática de los tres tipos de empujes	36
Figura 8. Empuje neutro o de reposo	38
Figura 9. Empuje activo.	38
Figura 10. Diferentes tipos de muros que soportan empuje activo.	40
Figura 11. Empuje Pasivo.....	41
Figura 12. Sobrecarga uniforme sobre todo el relleno.....	49
Figura 13. Muros de gravedad	50
Figura 14. Muros en Voladizo	52
Figura 14.a Muro tipo ménsula tipo T o L.....	52
Figura 14.b Muro de contención en voladizo.....	54
Figura 14.c.d Muro de contrafuertes	55
Figura 14.e Muros de Sótano.....	55
Figura 15. Muro tipo Celular.....	57
Figura 16. Tipos de muro celular.....	59
Figura 17. Drenaje en muro	60
Figura 18. Vista en planta I.E. "Santa Ana"	77
Figura 19. Fotografía del Frontis de la I.E."Santa Ana"	78
Figura 20. Fotografía de muro de contención existente.....	78
Figura 21. Fotografía del asentamiento humano	79
Figura 22. Fotografía del muro de contención voladizo estabilizando talud.	80
Figura 23. Fotografía del deslizamiento del muro de contención existente.	80
Figura 24. Pasos para desarrollar el Análisis Estructural.	88
Figura 25. Vista en planta del plano de arquitectura del Pabellón B.....	82
Figura 26. Vista en planta del plano de estructura- losa del Pabellón B.....	83
Figura 27. Columnas del pabellón B.	86
Figura 28. Sección de la columna C-1	89
Figura 29. Modelo Estructural	95
Figura 30. Momento accidental.....	97
Figura 31. Elevacion de muro tipo celular	104
Figura 32. Placa rectangular	105
Figura 33. Flujograma para el cálculo del muro tipo celular	106
Figura 34. Cargas uniformemente distribuidas en el muro	109
Figura 35. Cargas uniformemente distribuidas convertido para empuje pasivo....	109
Figura 36. Diagrama de momentos negativo.....	111
Figura 37. Diagrama de momento vertical.....	112
Figura 38. Placa rect. empotrada en tres de sus lados y apoyada	114
Figura 39. Diagrama de momentos horizontal "a"	115

Figura 40. Diagrama de momentos vertical "b"	115
Figura 41. Placa rect. empot. en dos de sus lados y apoyada en dos restante	116
Figura 42. Diagrama de momentos horizontal "a"	117
Figura 43. Diagrama de momentos vertical "b"	118
Figura 44. Placa rectangular empotr.en tres de sus lados y apoyada restante.....	119
Figura 45 Diagrama de momentos horizontal "a"	120
Figura 46. Momentos en "x"	121
Figura 47. Diseño Estructural de acero del paño 1 y 6	121
Figura 48. Diseño Estructural de acero del paño 2,3,4,5.....	122
Figura 49. Flujogr. para el cálculo del muro tipo celular usando tablas de Joint ...	123
Figura 50. Elevación de dos pisos de muro tipo celular	124
Figura 51. Cargas uniformemente distribuidas en el muro	127
Figura 52. Cargas uniformemente distribuidas conver. para empuje pasivo	128
Figura 53. Modelo del muro de contención tipo Celular de dos niveles	135
Figura 54. Diagrama de momentos flectores del muro de contención tipo Celular mediante el softward SAP200	135
Figura 55. Diseño del sistema de drenaje propuesto.....	137
Figura 56. Diseño del sistema de drenaje subterráneo	138

RESUMEN

El presente trabajo pretende demostrar una de las alternativas más eficientes que se pueden utilizar para estabilizar los suelos donde existen desniveles topográficos y suelos de mala calidad. Para dicho fin se ha tomado como modelo un proyecto ya construido que corresponde al Centro Educativo, Juan Velasco Alvarado, del distrito de Santa Ana del Perene- Chanchamayo – Junín. La obra mencionada se caracteriza por estar ubicada en la parte baja de un terreno de 4260 metros cuadrados compuestos por edificaciones de aulas de uno a tres pisos, cuyos usos corresponden a aulas, administración, laboratorios y servicios generales, con áreas libres destinadas al deporte y recreación, que colinda con un asentamiento humano ubicado en la parte alta con alturas variables de 3.60 a 9 metros con respecto al terreno de la Institución educativa. Se observa que la estabilización del desnivel del suelo corresponde a muros de contención de concreto armado en voladizo.

Lo observado motiva a analizar otras alternativas de estabilización con el objetivo de garantizar mayor eficiencia en los aspectos: económico, funcional, técnico, ambiental, social entre otros. Para tal efecto se analizarán las siguientes alternativas: 1) muros de contención de gravedad en voladizo; 2) muros de contención tipo Celular el cual será planteado con la reubicación de una de las edificaciones de dos niveles.

La metodología utilizada corresponde al método analítico, del tipo aplicada para poder encontrar resultados cuantitativos.

Del análisis de las dos alternativas, se elegirá la que represente mayor eficiencia.

Palabras claves:

Muros de contención en voladizo, muros tipo Celular, alternativas de estabilización y eficiencia.

ABSTRACT

The present work aims to demonstrate one of the most efficient alternatives that can be used to stabilize soils where there are topographic unevenness and poor quality soils. For this purpose, an already built project has been taken as a model that corresponds to the Juan Velasco Alvarado Educational Center, of the Santa Ana del Perene-Chanchama-yo-Junín district. The aforementioned work is characterized by being located in the lower part of an area of 4260 square meters composed of buildings of classrooms of one to three floors, whose uses correspond to classrooms, administration, laboratories and general services, with free areas for the de- bearing and recreation, which borders a human settlement located in the upper part with variable heights of 3.60 to 9 meters with respect to the land of the educational institution. It is observed that the stabilization of the ground unevenness corresponds to cantilevered reinforced concrete retaining walls.

What has been observed motivates us to analyze other stabilization alternatives in order to guarantee greater efficiency in aspects: economic, functional, technical, social, among others. For this purpose, the following alternatives will be analyzed: 1) cantilevered gravity retaining walls; 2) Cellular type retaining walls, which will be proposed with the relocation of one of the two-level buildings.

The methodology used corresponds to the analytical method, of the type applied to be able to find quantitative results.

From the analysis of the two alternatives, the one that represents the greatest efficiency will be chosen.

Keywords:

Cantilever retaining walls, Cellular type walls, stabilization and efficiency alternatives.

INTRODUCCION

Esta investigación se ha ejecutado teniendo en cuenta que en la región Junín se ha tomado muy poca importancia a la ejecución de muros de contención, observando que solo se construyen los muros tradicionales como el muro en gaviones o voladizo, y en algunos de los casos estos muros sufren deslizamientos o presentan fallas. Teniendo en cuenta además que los colegios a pesar de estar siendo considerados como estructuras esenciales, solo siguen el mismo prototipo convencional al ser construido y aún más si la I.E. presenta problemas con estabilidad de taludes para su ejecución. Usamos estos dos elementos mencionados, para poder estudiar la construcción de muros de contención aplicados a una Institución Educativa que presenta la necesidad de estabilizar sus taludes como parte de su ejecución.

En la actualidad, la evidencia de proyectos del Estado, en estudio o ejecución que solo son copiados de un expediente a otro, no permite desarrollar otras formas de tratamiento de estabilidad de taludes, que hasta pueden tener menos costos para la ejecución de proyectos en I.E. y además las normas peruanas toman muy poca importancia al comportamiento de muros específicamente, solo las normas ACI, que mencionan sobre su desarrollo.

La presente tesis comprende los siguientes capítulos:

En el Capítulo I se presenta el planteamiento del problema de investigación, donde presentamos la necesidad de la I.E. para la estabilidad del talud que tiene para colocar su cerco perimétrico, teniendo en cuenta que se realiza también la formulación del problema de investigación, objetivos generales y específicos, justificación y las delimitaciones de la investigación.

En el Capítulo II, se presentan antecedentes nacionales e internacionales que se realizaron y que guardan relación con la investigación realizada, igualmente se presenta el marco teórico mostrando, los factores que influyen en el desarrollo de la construcción de un muro de contención, definición de términos,

identificación de variables y la posterior operacionalización de las variables e indicadores.

En el Capítulo III, se expone todo lo referente a la metodología que se desarrolló en el presente estudio.

En el Capítulo IV, se señala el procesamiento de datos, análisis, resultados.

En el Capítulo V, se compone por la discusión de resultados.

Finalmente se llegó a las conclusiones, igualmente se presenta recomendaciones.

Y finalmente se presenta las referencias bibliográficas y los anexos.

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Planteamiento del problema

En nuestro territorio peruano, los derrumbes y deslizamientos de terreno, son un problema constante y creciente, debido a que se localiza en la Cordillera de los Andes, que posee diversos pisos altitudinales y formaciones rocosas, cuyas consecuencias constituyen un problema trascendental en los diversos sectores de la población.

Los muros de contención son una de las prácticas más usadas para estabilizar taludes en las obras de ingeniería, ya sea en carreteras, defensas ribereñas, Instituciones Educativas, centrales hidroeléctricas; en las diferentes zonas de Perú. Los muros que tienen una demanda fuerte en la construcción, son el muro en voladizo, gaviones o contrafuertes, los que muchas veces han presentado diferentes complicaciones al ejecutar la obra, haciéndose modificaciones de estructuras o en el peor de los casos produciendo el colapso de estos.

En el gobierno Regional de Pasco se inauguró la obra:” Construcción de muro de contención y cerco perimétrico en el colegio nacional de CCHH General de Córdova del distrito Santa Ana de Tusi, con la construcción de 190 metros de muro de contención. En la Institución Educativa N.º 7059 José Antonio Encinas Franco, ubicada en el distrito de San Juan de Miraflores donde se hizo la construcción de muros de contención además de la implementación de otras áreas de uso pedagógico, estos son algunos

de las tantas obras donde se hizo uso de muros de contención. En las Instituciones Educativas los muros de contención toman grandes protagonismos, como si fueran una regla general para dar estabilidad a los diferentes tipos de taludes y/o desniveles.

La región Junín no escapa a estos problemas de estabilidad en taludes, que principalmente se presentan en la ejecución de obras públicas; siendo este el caso de la Construcción de los muros de contención construidos entre la I.E. SANTA ANA, y el asentamiento humano “Juan Velazco Alvarado”, del Distrito de Perene

de la Provincia de Chanchamayo, donde el planteamiento inicial del expediente técnico proponía la construcción de muros de gaviones para la estabilización del talud de altura variable entre 2 a 8 metros, desniveles que no concordaban con el terreno generando adicionales de obra vinculados a la estabilidad de taludes y rediseño de la cimentación de los módulos, el ejecutor de la obra solicitó la aprobación del deductivo vinculante y adicional de obra N°03 con muros de contención en voladizo, muros que actualmente ya presenta un evidente desplazamiento de 2” y una precaria instalación de drenaje.

Por lo mencionado en el párrafo anterior se evidencia que los problemas se generaron a causa de los deficientes estudios preliminares (Geotecnia / Mecánica de Suelos, Hidrología Superficial, Topografía) del expediente técnico, los mismos que no guarda relación con el estudio original realizado in situ durante el proceso de ejecución de la obra, otra de las causas es que el adicional de obra solicitado no era la alternativa más óptima, ya que la cimentación planteada en los muro no cumplen su propósito de estabilización, esto por mencionar que los proyectistas no toman en cuenta la efectividad de otros tipos de muros de contención, que podrían dar una solución más coherente, así como reducir costos en la ejecución de obra, evitando los adicionales y dando resultados más óptimos, en muchos casos debido a que los diseños proyectados son copia de otros pro-

yectos de similar uso. El desplazamiento de 2” que actualmente se evidencia en el muro de contención es causado por el exceso de lluvias que presenta la zona que está saturando el terreno que contiene y una evidente falta de funcionamiento de los drenajes instalados.

Considerando los síntomas que presenta el actual muro de contención en la I.E. Santa Ana, es evidente que la inacción ante esta situación, se podría pronosticar una falla por volteo o por deslizamiento del muro de contención, a efecto de la saturación del relleno por exceso de lluvia y el deficiente funcionamiento del drenaje, afectando a la I.E. SANTA ANA, hecho que generaría un costo para resanar el muro y las construcciones del asentamiento humano ubicado en la parte superior del relleno del muro, ocasionando poner en peligro a sus habitantes.

Debido a la problemática de talud que se presenta en la Institución Educativa Santa Ana de Perené, se propone realizar un análisis de los beneficios que implica la aplicación de la tecnología de muros tipo celular para optimizar la estabilidad de talud de la I.E. Santa Ana. Debido a que los muros [celulares tipo Celular](#), se emplean cuando el terreno es de mala calidad, y al presentar poco peso propio produce que la presión en el suelo sea muy baja. Por ello además de dar mejor estabilidad en el talud, se podría usar el espacio interno que genera el muro tipo Celular y con la implementación de un sistema de drenaje pluvial correcto se daría una solución al problema de desfogue de aguas pluviales, una solución estructural efectiva, solucionando el problema en visión general entre la I.E. SANTA ANA y al asentamiento humano colindante.

Figura 1. Ubicación y localización de la I.E. Santa Ana-Perene-Chanchamayo



Fuente: Google Maps 2019

1.2. Formulación y sistematización del problema

1.2.1. Problema general

¿Cuáles son los beneficios de la aplicación de la tecnología de muros tipo celular para la estabilidad de taludes de la I.E. Santa Ana de Perene- Junín?

1.2.2. Problemas específicos

- a) ¿Cuál es la correcta interpretación de un estudio de mecánica de suelos?
- b) ¿Cómo es el correcto análisis estructural del pabellón B de la I.E. Santa Ana?
- c) ¿Cómo es el correcto análisis y diseño estructural de un muro de contención tipo celular?
- d) ¿Cuál será el adecuado sistema de drenaje pluvial que disminuirá los problemas de condiciones hidráulicas del proyecto?

e) ¿Cuánto es la diferencia de costos de ejecución de obra de la I.E. Santa Ana entre la aplicación de muros celulares y los muros en voladizo existentes?

1.3. Justificación:

1.3.1. Práctico

A través de los resultados que se obtendrán en el trabajo permitirá comprender mejor la tecnología de muro celular utilizada para optimizar la estabilidad de taludes de las instituciones educativas. Ello justifica de manera práctica la investigación, pues pretende aportar información a la institución educativa y a la sociedad. Se obtendrá el conocimiento técnico para asegurar las estructuras de la institución educativa, reforzando los muros de sótano con los muros celulares, ello a su vez permitirá la continuidad la asistencia a las labores académicas de los estudiantes de la mencionada institución educativa, sin que vean afectado su seguridad por la afectación en su infraestructura

1.3.2. Teórica

Actualmente no se ha encontrado alguna tesis de investigación sobre muros de contención tipo Celular ~~celulares~~ en Junín o en Huancayo, si existen los estudios son sobre muros de contención convencionales, aplicables a diferentes estructuras, por ello se está planteando es esta investigación la tecnología de muros tipo Celular ~~celulares~~ para la estabilidad de los taludes.

Se ha encontrado un proyecto de hospedaje en construcción en el distrito de Chupaca que aplica este sistema de muro de contención tipo Celular. El estudio se justifica de manera teórica, pues es un aporte a la literatura y a la disponibilidad de bases teóricas como Barnes (2009), Jones (2005), Suarez, J (1988), Suarez, L (2016) y las normativas Peruanas.

1.3.3. Social:

La presente investigación corrobora en el bienestar personal, social de la institución educativa Santa Ana y del asentamiento humano colindante del distrito del perene- Chanchamayo –Junín.

1.3.4. Metodológica

Para lograr los objetivos planteados se acude al empleo de enfoques de investigación, cuantitativo y cualitativo, este último nos sirve para la recolección de información respecto a los antecedentes, los tipos de muros de contención y la evaluación de la situación actual del muro de contención en la I.E. Santa Ana; y el enfoque cuantitativo con el uso de cálculos necesarios para verificar el comportamiento de la estructura a proponer. Asimismo, se considera las visitas a campo para conseguir información que permita un análisis más detallado de los problemas y sus posibles soluciones.

1.4. Delimitación de la Investigación

1.4.1. Espacial

El estudio tendrá como objetivo identificar los beneficios de aplicación de la tecnología de muros celulares para dar estabilidad a los taludes de la I.E. Santa Ana y el Asentamiento Humano, en tal sentido la investigación se desarrollará en la Institución Educativa Santa Ana, del Distrito de Perené, de la provincia de Chanchamayo, de la región Junín, Perú.

1.4.2. Temporal

La recopilación de información para desarrollar la investigación “Tecnología de muros celulares para optimizar la estabilidad de los taludes de la Institución Educativa Santa Ana en el distrito de Perené - Chanchamayo – Junín – 2017”, tomará los datos del año 2017.

1.4.3. Económica

El presupuesto que se necesita para la investigación estará financiado en su totalidad por las investigadoras (Tesisistas).

1.5. Limitaciones

- No se puede realizar excavación alguna para examinar la cimentación del muro de contención existente, ya que el área usuaria no nos permite.
- El trabajo se limita con los datos del expediente técnico del adicional , al no poder acceder a su información completa del expediente técnico original.

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo general:

Identificar y corroborar los beneficios de aplicación de la tecnología de muros Celular para dar estabilidad a los taludes de la I.E. Santa Ana y el Asentamiento Humano.

1.6.2. Objetivos específicos:

- a) Realizar la correcta interpretación de un estudio de mecánica de suelo.
- b) Plasmar cual es el correcto análisis estructural del pabellón B de la I.E. Santa Ana.
- c) Efectuar el correcto análisis y diseño estructural de un muro de contención tipo celular.
- d) Realizar el adecuado sistema de drenaje pluvial que disminuirá los problemas de condiciones hidráulicas del proyecto.

e) Comparar los costos de ejecución de obra de la I.E. entre la aplicación de muros celulares y los muros en voladizo existentes.

CAPITULO II MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del estudio

2.1.1. Antecedentes internacionales

Obando (2019) publicó el trabajo de investigación titulada “Alternativas para economizar y optimizar la estabilidad de un talud”; para obtener el título de Ingeniero Civil. Investigación presentada a la Escuela Ambiental de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Antioquia. Medellín, Colombia.

La investigación planteó como fin plantear opciones de solución para la estabilización de taludes en el tramo K78+392 a K78+750 de la vía Transversal Quibdó-Medellín, la metodología de investigación usada fue de tipo aplicada, con un nivel explicativo, un diseño de investigación no experimental y una recolección de datos por medio de la técnica de observación. Los resultados de la investigación fueron. los resultados de la investigación determinaron que en suelo fino 4-5/6 N, cohesión de 9 – 21kPa, el ángulo de fricción de 25° y el peso unitario de 24 kN/m³; y en depósito un SPT en rechazo, una cohesión de 89 kPa, un ángulo de fricción de 43° y el peso unitario de 18 kN/m³. La investigación concluyó que los tramos K78 + 392 a K78 + 750, y algunos sectores adyacentes. Tuvo

dificultades debido al bajo grado de cementación y una amplia variedad de flujos de agua a lo largo del río. La mayoría de las amenazas se consideran altas La posibilidad de erosión del suelo y la distancia de las altas pendientes de las carreteras y orillas de los ríos. Lo anterior resume la necesidad de la intervención, en este caso es necesario tomar las medidas necesarias para mantener la orilla del río alejada del río y garantizar la seguridad del tráfico (Obando, 2019).

2.1.2. Antecedentes nacionales:

Martinez (2018) desarrolló la investigación “Estabilidad de Taludes con Muros de Contención en la Ampliación Virgen de Lourdes Zona 4, Villa María del Triunfo, Lima-2018”; para optar por el Título Profesional en Ingeniería Civil, presentada a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad César Vallejo.

Se calculó la condición de la estabilidad de los taludes utilizando muros de contención. Para ello se aplicó el método científico; la investigación fue aplicada; además, utilizó el método no experimental, transversal y con un nivel descriptivo. Para la recolección de datos se tomó como tamaño muestral 4 puntos de la ampliación que muestran deslizamientos y desprendimientos. Los resultados indicaron que la mejora en la estabilidad de taludes empleando muros de contención influyó positivamente en el factor de seguridad inicial que no superó el 1.5 de la norma. Para el diseño de los muros de contención se utilizó el programa SLIDE obteniendo valores de 2.21;1.73,1.83 y 3.69 para los cuatro taludes considerados; los mismos que superan el factor de seguridad mínimo. Asimismo, la superficie de falla tiene forma circular se utilizó el método de Morgenstern y Price junto con la técnica de dovelas obteniendo factores de seguridad menores o iguales al factor mínimo (1.5). Cabe resaltar que para los diseños se consideró muros de contención en voladizo y en gravedad. En conclusión, existe una relación positiva entre el uso de muros de

contención y la estabilidad de taludes; los muros de contención en voladizo pueden sostener grandes masas de tierra sin poseer una gran geometría; sin embargo, tienen un alto costo; en contraste, los muros de gravedad no sostienen grandes masas de tierra ni puede someterse de forma permanente a sobrecargas (Martinez, 2018).

Montenegro (2019) realizó la tesis titulada “Diseño de muros de contención para el mejoramiento de la estabilidad de taludes a fin de construir casas de concreto en el AA. HH Las Minas, Comas-Lima – 2019”; presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad César Vallejo para optar por el título profesional de Ingeniero Civil, Lima.

La tesis tuvo por fin el diseño de muros de contención para incrementar la estabilidad de taludes con el objetivo de construir casas de concreto en la zona. La metodología de la investigación se caracterizó por el método científico, un diseño experimental, tipo de investigación aplicada. Los resultados de la investigación fueron La capacidad de carga del suelo $\gamma_s = 1.86 \text{ kg / cm}^2$, el asentamiento del suelo $S_i = 0.33 \text{ cm}$; mientras que, el factor de seguridad del muro en voladizo y su capacidad de carga son $FSV = 3.47$, $FSD = 2.42$ y $q_{\min} = 0.88$, $q_{\max} = 1.21$ respectivamente. Asimismo, el coeficiente y la capacidad de carga fueron $FSV = 5,52$, $FSD = 2,88$ y $q_{\min} = 0,41$, $q_{\max} 0,67$ respectivamente. La tesis concluyó que los diseños de muros de contención en este estudio se consideraron efectivos porque cumplieron con todas las regulaciones y debido a que el área de estudio está expuesta a deslizamientos de tierra, están diseñados para proteger y mejorar la estabilidad de taludes (Montenegro, 2019)

Flores (2017) desarrolló la investigación titulada “ 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”; para obtener el título profesional de Ingeniero Civil. Investigación presentada a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional del Altiplano, Puno.

El estudio planteó como objetivo general En comparación con el muro de contención de hormigón armado en Puno, evaluar la eficiencia del diseño del muro de contención de gran altura utilizando tecnología de suelo reforzado, le marco metodológico de la investigación fue de nivel descriptiva – comparativa, de tipo básica, el método sintético, el diseño no experimental. Los resultados de la investigación mostraron que, las diferencias entre ambos diseños fueron la base del muro -3.9 m, cantidad de tirante -105ml, suma de acero estructural 59.38 cm², cantidad de varillas 5/8" - 108, 3/8" – 270, 1/2" 162. FS volteo 3.75 > 2, FS deslizamiento 1.67 > 1.5, FS capacidad de carga 4.87 > 3. La investigación concluyó que, según la evaluación de eficiencia del muro de contención de hormigón armado en Puno, el muro de contención de gran altura diseñado con tecnología de suelo reforzado en comparación con el muro de contención de hormigón armado. De acuerdo con los parámetros y regulaciones del suelo, no hay diferencia estadística, pero el valor (Flores, 2017).

2.1.3. Antecedentes locales

Ochoa (2016) elaboró el estudio titulado "Inestabilidad de taludes en el sector de Huancavelica"; presentado a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Peruana los Andes para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.

Se identificó la susceptibilidad y factor de seguridad de los taludes en estudio, se pudo identificar el marco metodológico que utilizó fue de tipo básica, con un nivel descriptivo – explicativo; además, empleó un diseño no experimental transversal junto con el método de investigación científico. Los resultados de la investigación definieron en Yuraccrumi 36.7% de grava, 50.3% de arena. 13% de finos kPa de 12.95 a 34.4°, Asequia Alta 17% de grava, 52.2% de arena. 30.8% de finos kPa de 16.68 a 30.5°; Motoy Huaycco 26.5% de grava, 18.1% de arena. 55.4% de finos kPa de 10.79 a 28.6°; Mananayocc 10.8% de grava, 63.4% de arena. 25.7% de finos kPa de 18.64 a 29.5°; Arbolitos 21.2% de grava, 46.8% de

arena. 32% de finos kPa de 20.60 a 31.7°. La investigación concluyó que, el análisis estático, los subsectores de Yuraccrumi, Manzanayocc, Arbolitos y Puchccoc son estables; dado que su factor de seguridad es superior a 1. No obstante, en los subsectores de Asequia Alta y Motoy Huaycco es inestable; dado que, el valor es inferior a la norma. De acuerdo con el análisis dinámico del sismo de magnitud 6,7, a partir del cambio del factor de seguridad obtenido en este artículo, la pendiente de FS nunca ha bajado de 1,25 (Ochoa, 2016).

Chavéz (2019) realizó la investigación titulada “Factores determinantes en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad del barrio Mariscal Castilla”; presentada a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Peruana los Andes para optar por el título profesional de Ingeniero Civil.

La investigación tuvo como objetivo general delimitar los factores determinantes en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad, la investigación aplicó el marco metodológico de investigación fue la científica, el tipo fue básica aplicada de nivel explicativo; los resultados de la investigación fueron ensayo A 82.73% de grava, 15% de arena, 1.41% de finos, 0.001 kg/cm² y 25.48°, el ensayo B 9.52% de grava, 10.42% de arena y 80.05% de finos con un 0.134 kg/cm² y 16.67°. La investigación concluyó que, de acuerdo al análisis de la ecuación, se puede determinar que el factor de seguridad fue menor que los factores de seguridad de 1.5 y 1.25 estipulados en la literatura y normativa peruana respectivamente. La conclusión fue La evaluación de la estabilidad de taludes para evaluar los determinantes de vulnerabilidad ha sido verificada por la histéresis general provocada por la manipulación de variables en el laboratorio, por lo que estos factores determinan efectivamente el deslizamiento. Estos cuatro factores se entrelazan sin limite el deslizamiento. Al resolver la ecuación y catalogar dentro del rango establecido por este método, encontrar que la pendiente de Torojaycuna es inestable, por lo que Barrio Mariscal Castilla es muy frágil (Chavéz, 2019).

2.2. Marco conceptual

2.2.1. Configuración estructural

La configuración estructural es una de las etapas más importantes de un proyecto de estructuras, en esta etapa se debe tener en consideración el comportamiento de la estructura, a través de los años la experiencia ingenieril se ha ido orientando a contar con estructuras más regulares.

A continuación, se presentará los siguientes criterios de configuración estructural:

1. Simetría en planta
2. Simetría en altura
3. Distribución de pesos uniforme
4. Ductilidad
5. Rigidez lateral

Se iniciará con una configuración preliminar teniendo en cuenta los aspectos mencionados anteriormente, al ser una Institución Educativa la norma nos restringe en gran medida las irregularidades, por las que se tendrán en cuenta desde un principio.

2.2.2. Sistema estructural

Una estructura es considerada como un ensamblaje de elementos que mantienen una forma y su unidad, teniendo en cuenta como objetivo resistir las cargas resultantes de su uso y su propio peso, dándole forma a una obra civil.

Un sistema estructural es un ensamblaje de miembros o elementos independiente para conformar un cuerpo único y cuyo objetivo es darle cargas a una obra civil.

El sistema estructural que presenta la I.E. es tipo aporticado, el cual presenta vigas y columnas para su funcionamiento.

El modelo existente son los modelos típicos con caída de techo a dos aguas, que inicialmente es vaciado de una losa aligerada y luego cubierta por tejas andinas.

Los primeros pabellones presentan tres aulas de dos pisos, uno de los pabellones es de laboratorio con una biblioteca en el segundo piso.

Lo que se busca es rigidizar la estructura para poder unir con el muro, evitar torsión y así la deriva sea la mitad que indica la Norma E-030 y así evitar calcular la estructura.

2.2.3. Mecánica de suelos

Considerada como uno de los estudios primordiales a realizar para la ejecución de un proyecto. Se define como la ciencia orientada a la investigación de la naturaleza y el comportamiento de la masa del suelo, ésta se forma a partir de la unión de partículas dispersas en distintas dimensiones. Además, incorpora tanto la mecánica de rocas como de suelos constituidos por sustancias orgánicas y minerales (Fratelli, 1993). Esta ciencia incorpora los conocimientos de las teorías del comportamiento de los suelos sujetos a cargas junto con las investigaciones realizadas sobre las propiedades físicas de los suelos y las aplicaciones de los conocimientos teórico-empírico en los problemas prácticos. Debido a que, los suelos no solo presentan problemas del acero y el concreto y por la complejidad del material; asimismo, por su variabilidad y los procesos naturales que forman al suelo generan la complejidad en su análisis, estos factores que son externos al control del ingeniero (Duque & Escobar, 2002).

Se emplea en el diseño de la construcción de edificios, caminos, puentes, presas, muros y todo tipo de estructuras resistentes. Existen dos requisitos en la aplicación de la mecánica de suelos en los problemas de diseño, los cuales son: la clasificación de los suelos y el mues-

treo. En todas las estructuras de ingeniería civil tales como puentes, carreteras, edificios, muros, canales, presas, entre otras, se cimientan sobre la superficie de tierra o dentro de la misma; por ello, la estructura debe tener una cimentación adecuada (Duque & Escobar, 2002). Para cada una de las estructuras el problema debe centrarse en la interacción del suelo, las bases y la superestructura considerando que el terreno sobre el cual se desarrollará la construcción es único desde una perspectiva de condiciones geológicas. Además, se debe buscar la mayor eficiencia estructural, la máxima estabilidad, una adecuada ductilidad durante la vida útil y mantener factor de seguridad (Fratelli, 1993; Duque & Escobar, 2002).

2.2.4. Análisis granulométrico

Duque y Escobar (2002) menciona que es el proceso que permite determinar gradación del suelo, la cual consiste estimar la proporción en la que participan los granos del suelo en relación a los tamaños. Entre los métodos para realizar el análisis granulométrico se encuentran dos ensayos: el primero el tamizado aplicado en partículas grueso-granulares (grava y arena); el segundo, el de sedimentación utilizado para la fracción fina del suelo (arcilla y limo); dado que, por el tamaño de estas partículas no son discriminables por el primer ensayo.

2.2.4.1. Métodos de análisis granulométrico:

A) Método del tamizado:

Previo al uso de los tamices, el suelo se introduce en la estufa y se pulveriza; luego, pasa por una serie de tamices que están organizados y que poseen agujeros con tamaños conocidos y decrecientes. El proceso inicia con el primer tamiz, el cual es el de mayor tamaño, se tapa para evitar la pérdida de material fino; se continúa con los diferentes tamaños hasta el último tamiz que se ubica en la parte

inferior y se posiciona sobre un recipiente, que permite obtener el material más fino no fue retenido por los tamices previos.

Para llevar a cabo el proceso, se realizan golpes verticales y sacudidas horizontales, de forma manual o mecánica que permite el paso del suelo por los tamices y pesar el suelo que se encuentra en cada malla.

2.2.4.2. Métodos de sedimentación

Comprende dos métodos, los cuales, se basan en las características de la sedimentación de las partículas en un medio acuoso con el suelo fino que quedó en el fondo de los tamices, denominado “pasa-200”, que está constituido por arcilla y limo.

A) Método del hidrómetro:

Se utiliza una probeta con agua añadiendo el suelo, se procede a agitar hasta formar una suspensión uniforme, se dejar reposar. Luego, en cada tiempo establecido se mide la densidad de la suspensión con el hidrómetro. La densidad se reduce a medida que las partículas se asientan. Además, la profundidad del densímetro varía en función de la densidad de la suspensión, la cual es la base de cálculo de la distribución de los tamaños de los granos que pasan por el tamiz #200 y cuyo diámetro es 0.074 mm. El cálculo de este sistema utiliza la Ley de Stokes

$$v = g * D^2 \frac{\rho_s - \rho_f}{18n}$$

v = velocidad en cm/seg = constante

n = viscosidad en Poises = gr/cm sg

g = gravedad en cm/seg²

ρ_s, ρ_f = densidades de los sólidos y la suspensión en gr/cm³

D = diámetro de una esferita (diámetro equivalente) en cm.

B) Método de la pipeta:

Se mantiene constante la altura de la probeta. Iniciando con la suspensión de agua-muestra de suelo que al inicio es uniforme y con el paso del tiempo se modifica; ello se fundamenta en la Ley de Stokes, donde las partículas de mayor diámetro se precipitan con una velocidad mayor. Las muestras de la suspensión se toman en diferentes tiempos considerando una misma profundidad determinada. A partir de cada muestra, se pesan los sólidos contenidos por unidad de volumen de la suspensión; con ello, se calcula la distribución de los tamaños de las partículas finas.

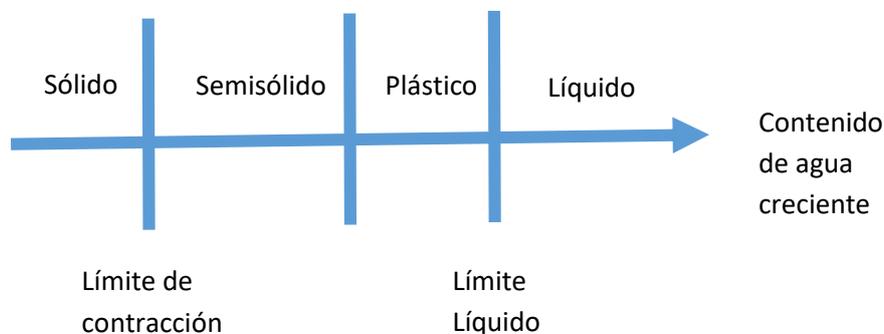
2.2.5. Consistencia del suelo

La consistencia desde su etimología consiste en la capacidad de mantener las partes del conjunto integradas en estabilidad y coherencia. Se emplea para suelos finos, los cuales en relación al nivel de agua contenido y la mineralogía pueden fluir sin romperse (Duque & Escobar, 2002)

Das B. (2001) menciona, un suelo de grano fino con presencia de minerales de arcilla, se puede remover en presencia de humedad sin provocar desmoronamiento; debido a la naturaleza cohesiva del agua adsorbida que rodea a las partículas de arcilla. Para describir la consistencia de los suelos de grano fino que poseen un contenido diferente de humedad se desarrolló un método por Albert Mauritz Atterbert. De modo que, un suelo con contenido bajo de humedad se comporta como quebradizo; mientras que, un contenido alto de humedad genera que tanto en agua como el suelo pueden comportarse como líquidos. Por ello, la naturaleza del comportamiento del suelo depende del contenido de humedad y se clasifica en sólido, semisólido, plástico y líquido. El límite

plástico es el punto de transición donde el contenido de agua se encuentra entre el estado semisólido a plástico; en tanto. Siendo estos límites conocidos como Límites de Atterberg como se observa en la Figura 02

Figura n°02: Límites de Atterberg



Fuente: Braja M. Das. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica

2.2.5.1. Límite Líquido (LL)

Menor contenido de humedad que fluye producto de la vibración. La prueba de límite líquido consiste en colocar una pasta de suelo en la capa y se realiza un corte en el centro utilizando una herramienta de ranurado. La copa se eleva, dejándola caer desde una altura de 10 mm por 25 veces, esperando que la ranura se cierre con el contenido de agua necesario.

Casagrande estandarizó el procedimiento e indicó que por cada golpe en un dispositivo estándar, el límite líquido representa una resistencia cortante del suelo de $1 \text{ [(g/cm)}^2 \text{]}^2$ equivalente a 0.1 KN/m^2 aproximadamente. De modo que, el límite líquido tiene un contenido de agua donde la resistencia cortante del suelo es cercana a 25 g/cm^2 equivalente a 2.5 KN/m^2

2.2.5.2. Límite Plástico (PL)

Contenido de humedad en porcentaje donde el suelo tiende a enrollarse en suelos de 3.2 mm de diámetro y se desmorona. Asimismo, es el límite inferior de la etapa plástica del suelo. De forma repetitiva se realiza la prueba en una placa de vidrio, una masa de suelo con forma elipsoidal. El índice de plasticidad (PI) es la diferencia entre el límite líquido y el plástico:

$$PI = LL - PL$$

2.2.5.3. Límite de contracción (SL)

Contenido de humedad en porcentaje, donde el cambio de volumen del suelo no varía. La masa del suelo se contrae ante la pérdida gradual de humedad, al continuar la pérdida se alcanza el estado de equilibrio, donde al incrementarse las pérdidas de humedad no se generan cambios de volumen.

2.2.6. Clasificación de suelos

Das B. (2001) menciona que la clasificación en grupos y subgrupos de los suelos con propiedades similares en relación al comportamiento para la ingeniería y las características mecánicas. Mediante los sistemas de clasificación se mantiene un lenguaje común de las características generales de los suelos; entre los sistemas de clasificación para la distribución granulométrica y la plasticidad de los suelos se emplea el sistema AASHTO (American Association of State Highway Officials) y el Sistema Unificado de Clasificación de suelos.

2.2.6.1. El sistema de clasificación AASHTO

Se desarrolló en 1929 como un Sistema de Clasificación de Administración de Carreteras, empleado en la construcción de vías para el manejo de subrasantes y terraplenes (Duque & Escobar, 2002).

Das B. (2001) y Duque y Escobar (2002) mencionan que este sistema se encuentra en uso actualmente y clasifica el suelo en siete

grupos mayores, los cuales son A-1 al A-7 como se observa en la Tabla 1 y Tabla 2.

- Grupos A-1, A-2 y A-3 incluyen a los materiales granulares, teniendo como límite el 35% de las partículas que pasen por una malla N° 200. Donde los suelos A-1 son cascajo y arena; A-2 es conformado por arenas limosas o arcillosas y cascajo.
- Grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 comprenden a los suelos donde más del 35% de las partículas que pasan por una malla N° 200; en su mayoría están formados por arcilla y limo. Donde A-4 y A-5 son suelos limosos; A-6 y A-7 son suelos arcillosos. Además, A-6 y A-7 son considerados de suelos moderados a pobres.

Tabla n°01: Sistema de Clasificación AASHTO

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos de la muestra que pasa por la malla N° 200)						
	A-1			A-2			
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis por cribado (% que pasa por las mallas)							
N° 10	50 máx.						
N° 40	30 máx.	50 máx.	51 máx.				
N° 200	10 máx.	20 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción que pasa por la malla N° 40							
Límite líquido				40 máx.	41 máx.	40 máx.	41 máx.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 máx.	11 máx.
Tipos usuales de materiales componentes significativos							
	Fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa			
Tasa general de los sobrantes							
De excelente a bueno							
Materiales limo-arcilla							
(más del 35% de la muestra que pasa por la malla N° 200)							
Clasificación de grupo			A-4	A-5	A-6	A-7	
							A-7-5*
							A-7-6**
Análisis por cribado (porcentaje que pasa por las mallas)							
N° 10							
N° 40							
N° 200		36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	
Características de la fracción que pasa por la malla N° 40							
Límite líquido		40 máx.	41 máx.	40 máx.	41 máx.	41 máx.	
Índice de plasticidad		10 máx.	10 máx.	11 máx.	11 máx.	11 máx.	
Tipos usuales de materiales componentes significativos							
			Suelos limosos		Suelos arcillosos		
Tasa general de los sobrantes							
De mediano a pobre							

Fuente: Braja M. Das. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica

Para clasificar los suelos considerando la Tabla 1 y Tabla 2, los datos de prueba son aplicados de izquierda a derecha por eliminación, el primer grupo desde la izquierda hasta hallar la categoría donde los datos se ajusten.

Das B. (2001) menciona que el sistema se sustenta en los criterios:

- **Tamaño del grano:** Se clasifica en 3 categorías: grava, arena, limo y arcilla. La primera, es una fracción que pasa por una malla de 75 mm y se retiene con una malla N° 10 (2 mm). Mientras que, la segunda, es la fracción que pasa por una malla N° 10 y es retenida en una malla N° 200. En tanto, la tercera conformada por el limo y arcilla pasa por una malla N° 200.
- **Plasticidad:** Índice de plasticidad menor o igual a 10 indica que es una fracción fina del suelo como el limo; en tanto, es arcilloso cuando el índice de plasticidad es igual o mayor a 11.
- En caso se presenten cantos rodados y boleos con tamaños superiores a 75 mm se excluyen de la clasificación de la muestra de suelo.

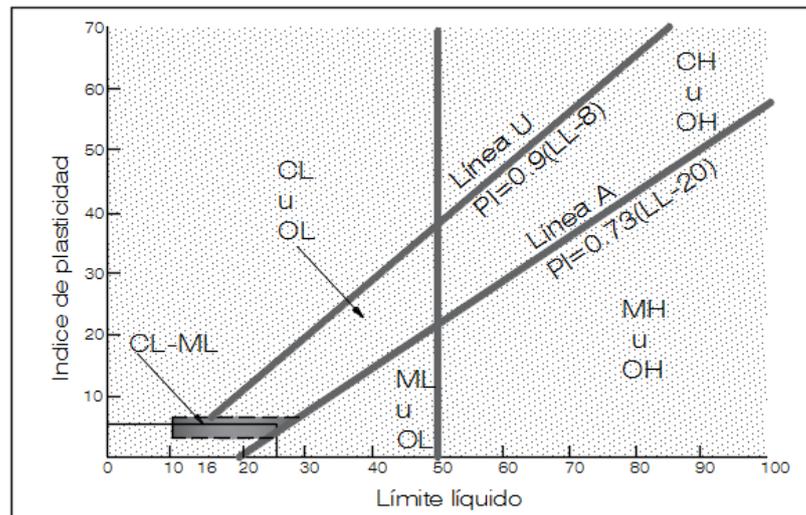
2.2.6.2. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS

Das (2001) sostuvo que Casagrande en 1948 propuso este sistema para emplearlo en la construcción del aeródromo en medio de la Segunda Guerra Mundial y fue revisado en 1952. Este sistema es muy usado por los ingenieros con la prueba D-2487 de la ASTM,

se presenta en la tabla 2; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y 3, clasifica a los suelos en:

- Suelos de grano grueso (grava y arena en estado natural) Menos del 50% pasa por un tamiz N° 200. Los símbolos del grupo inician con el prefijo G que indica suelo de grava o grava y S, suelo arenoso o arena.
- Suelos de grano fino con un valor igual o mayor a 50% que pasa por un tamiz N° 200. Los prefijos son M para un limo inorgánico, C para arcilla inorgánica; O para arcillas y limos orgánicos; Pt para turba, lodo y otros suelos con una alta composición orgánica.
- Símbolos adicionales empleados en la clasificación: W indica bien graduado: P, mal graduado; L indica una baja plasticidad con un límite líquido menor que 50; H, alta plasticidad con límite líquido mayor que 50.

Figura n°02.a: Carta de plasticidad



Tomado de "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica" por Das B., 2001. Thomson Learning: México.

Tabla n°02.a: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos arenoso

Criterios	Símbolo de grupo
Por encima del 12% pasa la malla N° 200. Límites de Atterberg se grafican arriba de la línea A índice de plasticidad superior a 7.	SC
Por encima del 12% pasa la malla N° 200. Límites de Atterberg se ubican en el área sombreada marcada CL-ML	SC- SM
Por encima del 12% pasa la malla N° 200. Límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A o índice de plasticidad inferior que 4.	SM
Menos de 5% pasa la malla N° 200; no cum- ple ambos criterios para SW.	SP
Entre el 5%-12% pasa por la malla N°200; cumple los criterios para SP-SC	SP-SC
Entre el 5%-12% pasa por la malla N°200; cumple los criterios para SP-SM.	SP-SM
Menos de 5% pasa la malla N° 200; $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ mayor que o igual a 6; $C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3.	SW
Entre el 5%-12% pasa por la malla N°200; cumple los criterios para SW-SM.	SW-SC

Adaptado de "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica" por Das B., 2001, Thomson Learning: México.

Tabla n°02.b: Sistema Unificado de Clasificación de suelos arcillosos y limosos.

Criterios	Símbolo de grupo
Inorgánico; $LL \geq 50$; PI se grafica sobre la línea	CH
Inorgánico, $LL < 50$; $PI > 7$; se grafica arriba de la línea	CL
Inorgánico se grafica en la zona sombreada de la línea	CL-ML
Inorgánico; $LL \geq 50$; PI se grafica debajo de la línea	MH
Inorgánico, $LL < 50$; $PI < 4$; se grafica debajo de la línea	ML
Orgánico; LL-seco en horno/ (LL-sin secar); < 0.75 ; $LL \geq 50$	OH
Orgánico; LL-seco en horno/ (LL-sin secar); < 0.75 ; $LL < 50$	OL
Turba, lodos y otros suelos altamente orgánicos	Pt

Tomado de "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica" por Das B., 2001, Thomson Learning: México.

Tabla n°03: Nombres comunes de los materiales

Nombres comunes del material	Grupo
Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas gruesas.	CH
Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras (pulpa)	CL
Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta, limos orgánicos.	OH
Arena bien gradada.	SW
Arena mal gradada, arenas gravosas, poco o ningún fino.	SP
Arenas arcillosas, mezclas arena – arcilla.	SC
Arenas limosas, mezclas arena – limo.	SM
Grava arcillosa, mezclas grava – arena arcillosas.	GC
Grava bien gradada, mezclas gravosas, poco o ningún fino.	GW
Grava limosa, mezclas grava, arena, limo.	GM
Grava mal gradada, mezclas grava – arena, poco o ningún fino.	GP
Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, limo arcilloso, poco plástico, arenas finas limosas, arenas finas arcillosas.	ML
Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o diatomáceos, suelos elásticos.	MH
Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.	OL
Turba (carbón en formación) y otros suelos altamente orgánicos.	Pt

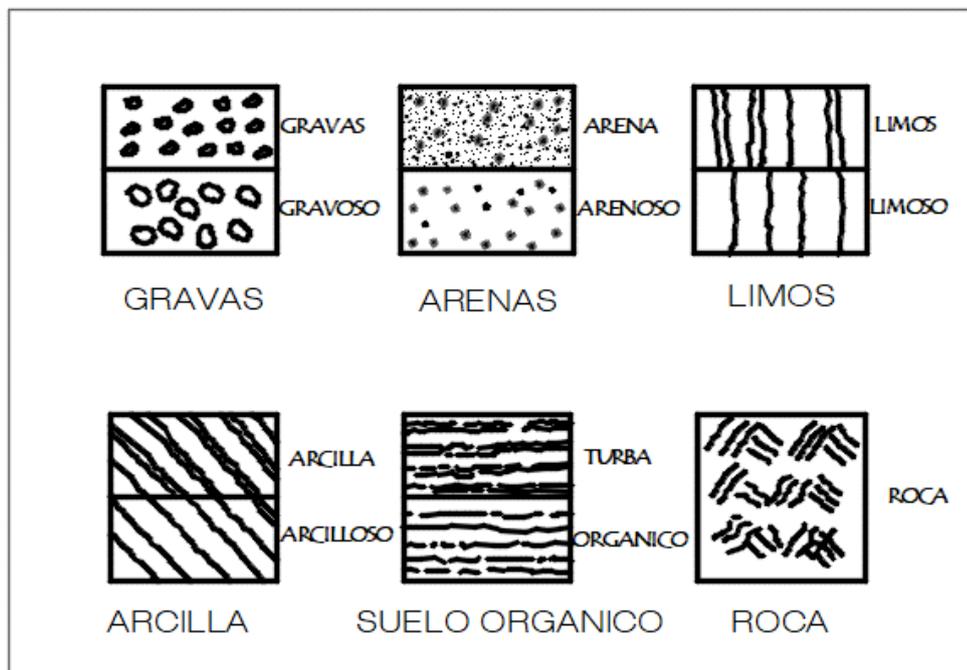
Tomado de "Modelización numérica del deslizamiento de Ceppo Morelli (Alpes Italianos)" por Arias, A., 2002, Universitat Politècnica de Catalunya: Catalunya.

Para clasificar un suelo de acuerdo a la Tabla nº03, los datos de prueba se aplican de izquierda a derecha. Por un proceso de eliminación, el primer grupo desde la izquierda en el que los datos de prueba se ajusten, es la clasificación correcta.

2.2.7. Suelos cohesivos y no cohesivos

Los suelos cohesivos poseen cohesión, entendida como la propiedad de atracción entre moléculas como sucede en las arcillas. Mientras los suelos no cohesivos están formados por partículas de rocas sin cementación como la grava y arena (Crespo, 2004). En la figura 3 se muestran estos suelos.

Figura nº03: Suelos Cohesivos y suelos no cohesivos



Fuente: Crespo Villalaz. Mecánica de suelos y cimentaciones.

2.2.8. Peso unitario

Fratelli (1993) menciona que el peso unitario o específico (γ_m) es producto de la relación entre el peso de la muestra w_m y el volumen de la misma v_m . El peso específico se expresa en:

$$\gamma_m = \frac{w_m}{v_m}$$

El peso específico de un suelo implica un suelo con humedad natural. Además, se determinan en muestras de suelo que no han sido disturbadas, las cuales se extraen a través de tubos de penetración herméticos. Es considerada como la característica más importante de un suelo y es relevante para comenzar el estudio de mecánica de suelos. Se distingue del peso específico de la muestra seca y de la muestra sumergida.

En el laboratorio para obtener el peso unitario se coloca la muestra que se extrajo en el recipiente para obtener el volumen y el peso; para luego, llenar el recipiente sin apretarlo y enrasarlo. A continuación, se pesa restando el peso del recipiente, obteniendo el peso del material (W_m), el cual se divide entre el volumen del recipiente proporcionando el valor del peso unitario del material.

2.2.9. Ensayo de corte directo

Duque y Escobar (2002) mencionan que al aplicar el ensayo de corte directo se deben considerar el esfuerzo cortante en suelos:

2.2.9.1. Resistencia al cortante de un suelo

La resistencia al cortante permite determinar factores relacionados con la estabilidad de un talud, la carga admisible para una cimentación; así como, el empuje de un suelo contra un muro de contención. Para ello se emplea la ecuación de falla de Coulomb, quien

identificó que si el empuje de un suelo contra un muro produce el desplazamiento en el muro; implica que en el suelo retenido se forme un plano recto de desplazamiento; a partir de lo cual se determinó la máxima resistencia al corte τ_f expresada por:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$$

Donde:

c = es la cohesión del suelo (por ejemplo, arcilla)

ϕ = Angulo de fricción del suelo (por ejemplo, arena)

σ = esfuerzo normal efectivo en el plano de falla.

Por lo que, la resistencia al corte cuenta con dos componentes: cohesión y fricción. Sin embargo, la ecuación planteada no tuvo los mejores resultados, hasta que Terzagui realizó modificaciones con el principio de esfuerzos efectivos desarrollando $\sigma = \sigma' + U$; por lo que:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$$

2.2.9.2. Corte directo:

Universidad Católica de Valparaíso (2015) menciona que el ensayo consiste en realizar un deslizamiento en una porción del suelo en relación a otro a lo largo de un plano de falla. Con el objetivo de determinar la resistencia de una muestra de suelo, la cual se somete a deformaciones y/o fatigas que simulan la existencia actual o futura en el terreno a causa de la aplicación de una carga.

Para ello, se emplea en el laboratorio el aparato de corte directo, como la caja de sección cuadrada o circular que se encuentra dividido de forma horizontal en dos mitades. Dentro de cada una, se coloca la muestra de suelo con piedras porosas en los extremos. Luego, se aplica una carga vertical de confinamiento (P_v); después una carga de horizontal (P_h), la cual es creciente y esta genera el desplazamiento de la mitad de la caja produciendo el corte.

El ensayo genera la falla mediante un plano determinado sobre el cual actúan dos esfuerzos: normal (σ) y cortante (τ); el primero se aplica externamente por la carga vertical (Pv); mientras que, el segundo por la aplicación de la carga horizontal. Ambos esfuerzos se calculan al dividir las fuerzas por el área de la muestra o caja de corte satisfaciendo la ecuación de Coulumb $\tau_f = c + \sigma * \tan \phi$.

En el laboratorio, los ensayos se clasifican en:

- Ensayo consolidado no drenado: considerado como un ensayo rápido, el corte inicia antes de consolidar la muestra bajo una carga normal (Pv). Permite que la muestra drene y/o se consolide durante la aplicación de una carga vertical; por lo que, durante la aplicación del esfuerzo de corte se anulan las presiones intersticiales; sin embargo, ello no ocurre con la aplicación del esfuerzo cortante.
- Ensayo consolidado drenado: Velocidad de corte lenta; por lo que, la muestra drena durante el ensayo generando que las presiones intersticiales se anulen durante la aplicación de la fuerza cortante.

2.2.10. Teoría para empujes de tierras

Fratelli (1993) sostiene que el suelo ejerce presión sobre los muros de contención o en las estructuras subterráneas como los sótanos, túneles, tuberías enterradas, entre otros. Para contener un volumen de tierra de forma estable, el cual se desliza, se necesita conocer las propiedades y características del suelo; así como la capacidad de resistencia de los materiales de la estructura de contención junto con el tipo de cargas que actúa, la presencia de agua subterránea e información adicional relacionada con el lugar y los adyacentes. Sobre los muros de contención, el suelo ejerce empujes laterales tales como el empuje neutro, activo y pasivo.

2.2.10.1. Teoría de coulomb

Fratelli (1993) sostiene que el suelo ejerce presión sobre los muros de contención o en las estructuras subterráneas como los sótanos, túneles, tuberías enterradas, entre otros. Para contener un volumen de tierra de forma estable, el cual se desliza, se necesita conocer las propiedades y características del suelo; así como la capacidad de resistencia de los materiales de la estructura de contención junto con el tipo de cargas que actúa, la presencia de agua subterránea e información adicional relacionada con el lugar y los adyacentes. Sobre los muros de contención, el suelo ejerce empujes laterales tales como el empuje neutro, activo y pasivo.

a. Teoría de Coulomb

Las hipótesis de la teoría son:

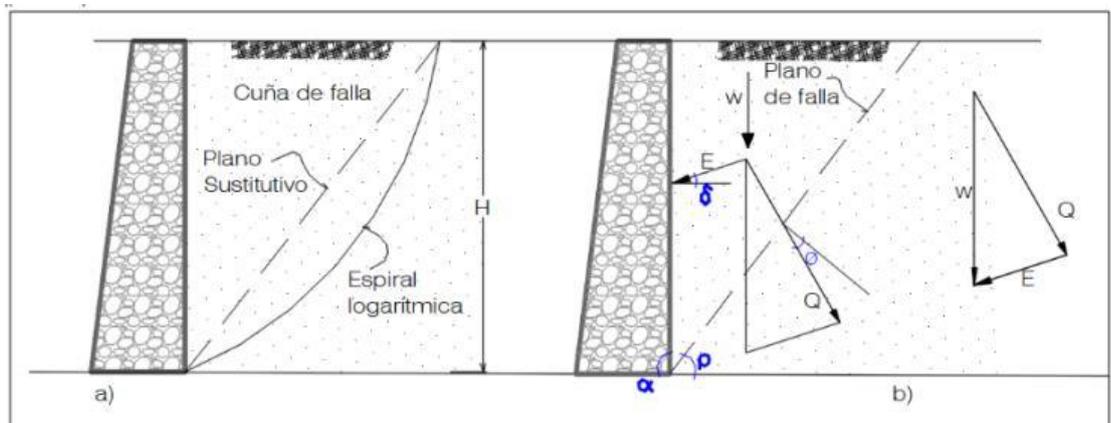
- El suelo es una masa homogénea e isotrópica que posee una fricción interna y cohesión.
- La superficie de falla es plana.
- Existe una distribución uniforme de las fuerzas de fricción a lo largo del plano de falla, donde ϕ es un ángulo de fricción interna del suelo.
- La cuña de falla se mueve a lo largo de la pared interna del muro y provoca fricción entre el muro y el suelo. Siendo δ el ángulo de fricción entre ambos, también denominado como el ángulo de rugosidad del muro.
- La falla es un problema de deformación plana y se considera que el muro es de longitud infinita.

Estas hipótesis de los empujes ejercidos sobre el muro son a causa del peso parcial de tierra que se desliza por las fallas del suelo generadas por fricción o cizallamiento.

En la Figura 4 se observa la el peso W del suelo que se forma al suponer que el plano de falla forma un ángulo con la horizontal δ y la dirección de peso es vertical descomponiéndose en la fuerza E (empuje contra el muro) formando el ángulo δ junto con la fuerza Q formando con la normal al plano de falla el ángulo ϕ . De modo que, el ángulo δ de fricción del suelo con el muro se representa:

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

Figura 4. Muestra gráfica de la teoría de coulomb



Tomado de "Suelos, Fundaciones y muros", Fratelli, M., 1993. Bonalde Editores: Caracas

Para hallar las ecuaciones de empuje activo E_a y pasivo E_p de tierras se tiene:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a \qquad E_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p$$

Los coeficientes de empujes son:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}^2(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

K_a =Coeficiente de empuje activo

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}^2(\phi + \delta) \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

K_p =coeficiente de empuje pasivo

α =Inclinación del parámetro interno del muro

ϕ = Ángulo de fricción interna del muro

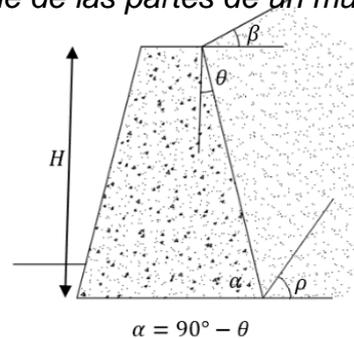
δ =Ángulo de fricción entre el suelo y muro; depende de la rugosidad de las paredes del muro

β = Ángulo que forma la superficie de cuña con una horizontal.

Denominado como ángulo de talud natural del suelo

H= altura del muro.

Figura 5. Detalle de las partes de un muro de contención



Tomado de "Suelos, Fundaciones y muros", Fratelli, M., 1993. Bonalde Editores: Caracas

Para un muro con parámetro vertical interno, al ser muy liso y con forma cuña con la superficie horizontal como se observa en la figura 5, se tiene:

$$\alpha = 90^\circ \quad \delta=0 \quad \beta=0$$

No obstante, para calcular la magnitud de los empujes con la teoría desarrollada se identifica un error en los resultados; ello se debe al supuesto de masa homogénea e isotrópica junto con la consideración de la superficie de la falla como plana. Asimismo, para el cálculo de los empujes, la teoría no considera la magnitud de cohesión del suelo. Cabe resaltar que, para los suelos de rellenos fisurados o con masa dislocada no se puede aplicar las ecuaciones de Coulomb.

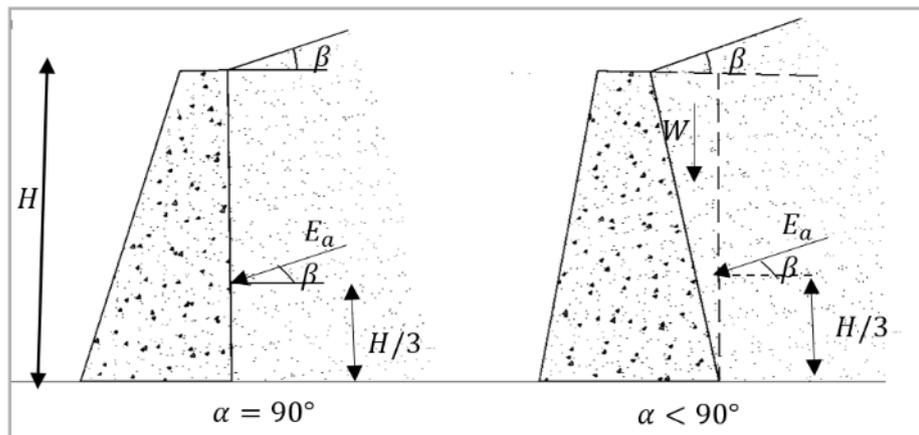
2.2.10.2. Teoría de Rankine

Duque y Escobar (2002) mencionan que la Teoría de Rankine es más simple comparada con la de Coulomb; con ello, se obtiene la magnitud de los empujes que ejerce el suelo en los muros, en base a los supuestos detallados:

- El suelo es considerado como una masa homogénea e isotrópica.
- No se presenta fricción entre el suelo y el muro.
- Verticalidad del parámetro interno del muro, $\alpha = 90^\circ$.
- A un tercio de la altura del muro se aplica la resultante del empuje de tierras.
- La dirección del empuje es paralela a la inclinación de la superficie de cuña, formando β ángulo con la horizontal.

El supuesto que niega la existencia de fricción entre el muro y el suelo no es valida los resultados que se obtienen con esta teoría. En el caso de los suelos no cohesivos, se colocan del lado de la seguridad; en tanto, en los muros diseñados empleando el criterio muestran resultados favorables como se observa en la figura 6.

Figura 6. Explicación de la teoría de Rankine



Tomado de "Suelos, Fundaciones y muros", Fratelli, M., 1993. Bonaalde Editores: Caracas

El empuje activo y pasivo según la teoría:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a \qquad E_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p$$

Las fórmulas de los coeficientes de empujes son:

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

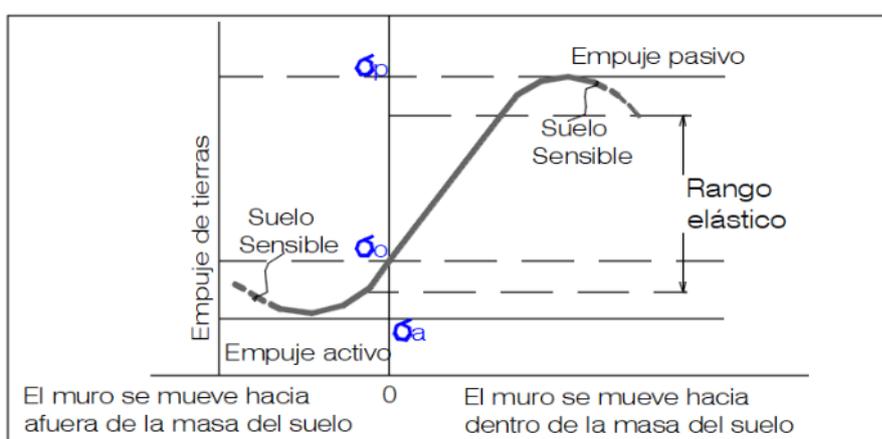
$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

Considerar que los símbolos y su concepto son los mismos que los descritos en la Teoría de Coulomb.

2.2.11. Empuje de tierras

Duque y Escobar (2002) sostiene que los empujes laterales que se ejercen sobre los muros de contención son 3: empuje neutro, activo y pasivo; los mismos que se refieren a los movimientos laterales que se generan sobre el muro, considerando las presiones que impone la masa del suelo. En Figura 07 se presentan los tres tipos de empujes.

Figura. 07. Muestra esquemática de los tres tipos de empujes.



Fuente: Fratelli. Mecánica de suelos”, Duque, G. y Escobar, C., 2002. Universidad Nacional de Colombia: Manizales.

A) Empuje neutro:

Duque y Escobar (2002) sostienen que también es denominado como de reposo, se analiza en el elemento diferencial de la masa del suelo que soporta las presiones horizontales σ_h y verticales σ_v .

Para comprender la función que realiza el empuje neutro se comparará el estado del suelo al que es expuesto con el caso en que el suelo apoye sobre un muro inmóvil donde no se considere la fricción y se mantenga en equilibrio elástico, con esfuerzos horizontales $\sigma_h = \sigma_0$ que

se hallan en función del coeficiente de poisson μ y las relaciones es- fuerzo- deformación. (Fratelli, 1993)

$$\sigma_h = \sigma_o = \sigma_v \frac{\mu}{1-\mu} = \gamma z \frac{\mu}{1-\mu}$$

Designado por:

$$K_o = \frac{\mu}{1-\mu}$$

La fuerza debido al empuje neutro por unidad de longitud del muro de altura H se expresa en la resultante E_o . Para suelos secos se expresa:

$$E_o = \frac{K_o \gamma H^2}{2}$$

En la figura 8.b) se observa la resultante E_o considerando que el diagrama de carga es triangular y se ubica a 2/3 de la altura.

De acuerdo con la Teoría de Terzaghi se presentan los valo- res de k_o para los tipos de suelo en la tabla 4.

Tabla 4. Valores de k_o para algunos tipos de suelo

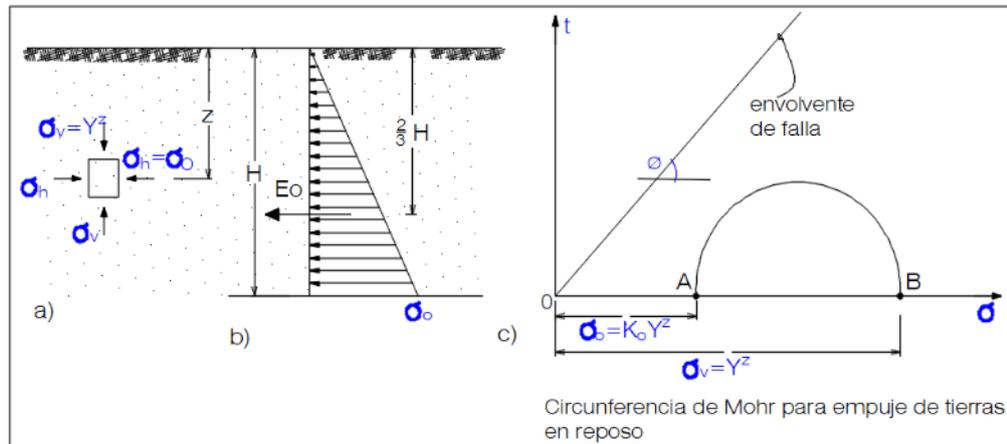
k_o	TIPO DE SUELO
1	Arcillas blandas
0,8	Arcillas firmes
0,4 a 0,45	Arenas densas
0,45 a 0,5	Arenas sueltas

Fuente: Suelos, fundaciones y muros de Maria Fratelli.(1993)

Figura 8 parte c) sirve explicar la circunferencia de Mohr. Donde le estado de esfuerzo está representado por la circunferencia con diámetro BA y corresponde al equilibrio elástico, que se obtiene de un condición estática e indeterminada en los suelos; de modo que,

los pequeños cambios en los esfuerzos se generan por pequeñas deformaciones. Por lo que, en suelos los esfuerzos representativos del estado de reposo se posicionan lejos de la falla.

Figura. 08. Empuje neutro o de reposo

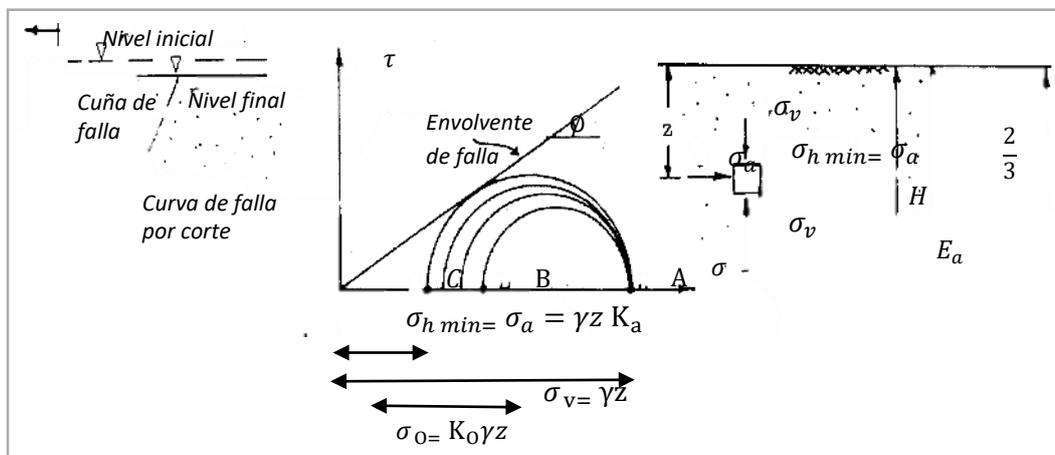


Fuente: Suelos, fundaciones y muros de Maria Fratelli.(1993)

B) Empuje activo:

Como se observa en la Figura 09, el muro se aleja de la masa del suelo, luego de alcanzar el valor máximo de las resistencias internas de corte del suelo comienza a expandirse de forma lateral; se mantiene constante el esfuerzo σ_v , representado por el punto A ubicado en la circunferencia de Mohr en la parte b) de la figura; a medida que disminuye los esfuerzos σ_h (Duque & Escobar, 2002).

Figura. 09. Empuje activo



Fuente: Suelos, fundaciones y muros de Maria Fratelli.(1993)

Duque y Escobar (2002) En el esquema b), se explica el funcionamiento de la circunferencia de Mohr, a medida que el muro se aleja, las diferentes circunferencias de Mohr representativas pasan por el punto A y aumenta de forma progresivamente el diámetro hasta el punto envolvente de falla, de modo que la circunferencia de diámetro CA es tangente a la envolvente de falla, define el esfuerzo σ_h como:

$$\sigma_{h \min} = \sigma_a$$

Además, representa el empuje activo del suelo sobre el muro.

Para combinar los esfuerzos activos σ_a y σ_v de la Figura 09 b) se considera que la masa del suelo no mantiene sus características elásticas; en tanto, alcanza la falla por la cortante; por lo que, el nivel superior inicial del suelo sigue una tendencia descendiente; mientras que, el empuje lateral contra el muro se reduce a su magnitud mínima. Lo mencionado con anterior se refiere al equilibrio plástico para el empuje activo.

De esta forma, σ_a se determina a partir de σ_v ; para suelos secos sin cohesión:

$$\sigma_a = \sigma_v \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) = \sigma_v \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

Designado por K_a :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

El empuje E_a para un ancho de muro se expresa de la siguiente forma:

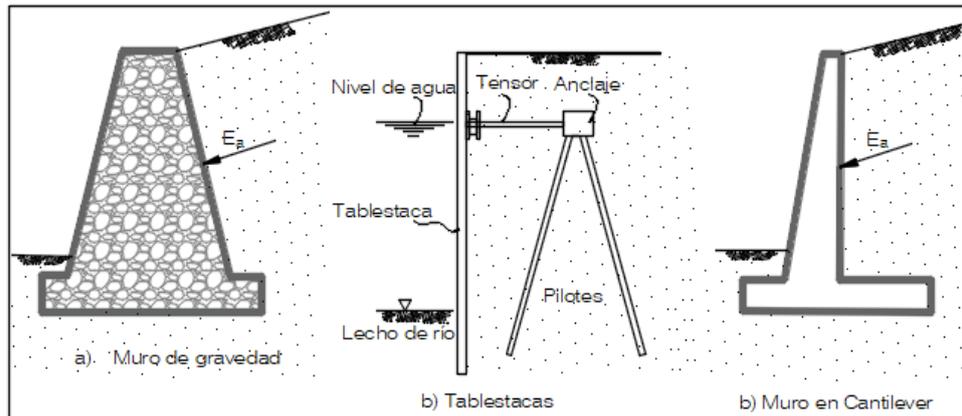
$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a$$

Similar al empuje neutro, en empuje E_a la resultante se ubica a 2/3 de la altura del muro. Considerar que, para arenas saturadas el esfuerzo neutro del agua se expresa:

$$\sigma_a = (\gamma z - \mu) K_a + \mu$$

Asimismo, con el paso del tiempo, el muro puede presentar un empuje adicional causado por las grietas de arcillas, las cuales se saturaron de agua. Para evitar ello, se diseña un adecuado sistema de drenaje. Entre los muros que se diseñan para generar empuje activo de suelos se presentan en Figura 10.

Figura. 10. Diferentes tipos de muros que soportan empuje activo



Fuente: Suelos, fundaciones y muros de Maria Fratelli.

C) Empuje pasivo:

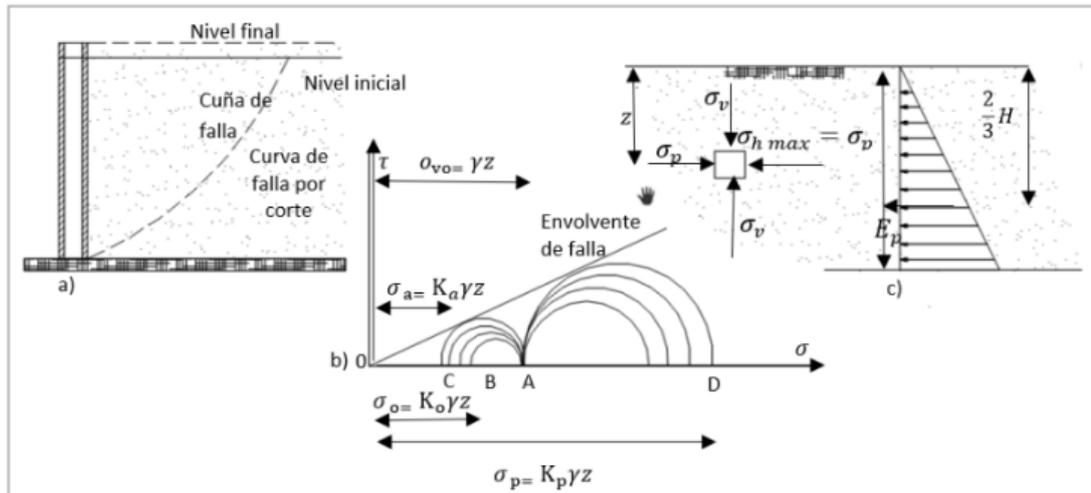
Duque y Escobar (2002) sostiene que este empuje se genera cuando se produce cuando el movimiento del muro se dirige a la masa del suelo contenido, se mantiene los esfuerzos σ_v constantes, se define el empuje pasivo, que corresponde a un haz de circunferencias con radio gradual creciente, el mismo que pasa por el punto A hasta la tangente de la envolvente de la falla de Mohr como se observa en la figura 11. El esfuerzo principal máximo se expresa:

$$\sigma_{h \min} = \sigma_v \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

Designando por K_p el coeficiente del empuje pasivo:

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

Figura 11. Empuje Pasivo



Fuente: Suelos, fundaciones y muros de Maria Fratelli.

Por lo tanto en suelos no cohesivos secos, el empuje E_p para un ancho unitario de muro se expresa.

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

2.2.12. Estabilidad de taludes

Se estudia la estabilidad de taludes desde la mecánica de suelos y rocas, para estos materiales se debe dominar gradualmente el conocimiento de estos temas desde el ángulo específico de la zona. Con el crecimiento de la población y la urbanización de la vida humana, las terrazas y corredores aluviales se han convertido en los primeros lugares para la construcción de edificios y otros proyectos de infraestructura como canales, ferrocarriles y automóviles. Sin embargo, el crecimiento se extiende desde estos corredores hasta los taludes, por lo que aquí se deben realizar cortes nuevos taludes para seguir alimentando estos corredores. El análisis de estabilidad de taludes es uno de los cálculos más básicos en ingeniería geotécnica, y también es el tema más popular (Suaréz L. , 2016) .

2.2.12.1. Análisis de estabilidad de la estructura de contención

Los muros de contención al tener que soportar la presión ejercida por el terreno, debe ser lo suficientemente estable para garantizar que:

1. El muro no se voltee.
2. El muro no se deslice.
3. La reacción del suelo generada por las cargas aplicadas sobre el muro no exceda el esfuerzo admisible del mismo.
4. El talud no pierda estabilidad y el muro se deslice conjuntamente con el relleno.

La primera condición se garantiza considerando un factor de seguridad al volteo. (Harmsen, 2012) Este factor de seguridad se define como:

$$F.S. = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_A}$$

Los momentos actuantes son generados por el empuje activo del relleno y por el empuje de la sobrecarga que pueda existir sobre él. Los momentos resistentes o estabilizantes son debidos al peso de la estructura y del suelo que está apoyado sobre el talón y la punta del muro. El empuje pasivo del relleno sobre la punta y la sobrecarga, también generan momentos resistentes que contribuyen a la estabilidad de muro. Generalmente, por seguridad, no se considera el empuje pasivo. Los momentos se toman respecto al punto alrededor del cual se genera el volteo del muro. (Harmsen, 2012).

El deslizamiento del muro se garantiza con un factor de seguridad dado por:

$$F.S. = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_A} \geq 1.5$$

Las fuerzas actuantes son originadas por el empuje activo del relleno y la sobrecarga que actúa sobre él. Las fuerzas resistentes son el empuje pasivo y la fricción en la base. La falla por deslizamiento puede producirse en la interfase concreto-suelo.

En el concepto dinámico, el desplazamiento permanente se refiere al desplazamiento generado después de un evento dinámico (como un terremoto): En la práctica, se recomienda utilizar los siguientes factores de seguridad para pendientes y pendientes en el diseño. Si se va a utilizar el método de equilibrio límite bidimensional, es Ingeniería geotécnica. Para condiciones estáticas, el parámetro de resistencia debe ser un parámetro válido. Si el análisis se realiza a partir de los parámetros dados, el factor de seguridad en la debe aumentarse en un 34% (AMVA, 2008)

- El rol de la fase líquida

La fase líquida del macizo (normalmente agua) juega un papel sustancial en la pérdida de calidad de los materiales superficiales, que puede deberse a procesos de erosión, flujo y filtración de agua superficial y flujo de agua subterránea. Dado que el nivel del agua subterránea cambia en el espacio y el tiempo, la predicción del comportamiento del agua en la parcela suele ser compleja y existen muchas suposiciones simplificadas.

La composición del agua superficial afectará el desarrollo de la vegetación y la composición del agua subterránea corroerá los materiales que estabilizan las partes estructurales del sistema (como los cables de anclaje, que por lo demás están bien protegidos). Sin embargo, el principal efecto del agua sobre el subsuelo es esencialmente el efecto sobre la resistencia del material. La presencia de presión de agua reduce la resistencia al corte en el suelo al reducir la fuerza efectiva. Dependiendo de la dirección del gradiente de presión del agua, el flujo filtrado en la pendiente desencadena una tensión inestable. El modelo de Terzaghi se utiliza para explicar la influencia del agua en la resistencia del suelo saturado, el modelo existe en la relación entre la presión total σ y la presión efectiva σ' y la presión de intersical total u ., generada por:

$$\sigma = \sigma' + u.$$

Muestra el estado de drenaje y el estado de inyección del suelo transportado. Antes de aplicar el cambio de tensión se libera el estado de la falla. Si se supone que la presión intersticial natural es siempre constante (Terzaghi, 1943).

Cuando aumenta la tensión aplicada, este aumento es apoyado inmediatamente e inicialmente por la presión intersticial; el aumento de la presión intersticial es igual al aumento de la presión. Luego, con el paso del tiempo, este tipo de trabajo fue encomendado a las partículas. La presión intersticial variable con el tiempo se denomina disipación de la presión intersticial y, a veces, las partículas soportan todo el aumento de la tensión. Se dice que la presión intersticial se ha estabilizado. Suponiendo que la presión natural de la brecha se ha mantenido constante, vuelve al estado de drenaje en el estado disipativo; pero esta vez la fuerza efectiva es la suma de la fuerza inicial más el aumento, y la presión de la brecha es igual a la presión natural inicial (Barton, 1993).

- El rol de la vegetación

Una de las ventajas de utilizar materiales biológicos es que tienen la capacidad de crecer, adaptarse y repararse. Por ejemplo, los árboles tienen la capacidad de incorporar y adoptar extraños objetos inanimados en su propia estructura. En las ciudades, hay muchos ejemplos de las características de supervivencia del reino vegetal, especialmente la restauración de los árboles es la herida del tronco. Los efectos de la vegetación sobre el sistema se pueden clasificar en las siguientes características: refuerzo del suelo a través de las raíces, reducción de la humedad del suelo, efectos de soporte y arqueamiento, efectos de sobrecarga y efectos anti-erosión (O'Loughlin & Ziemer, 1982)

Las raíces fortalecen mecánicamente el suelo transfiriendo el esfuerzo cortante en el suelo a la fuerza axial de las raíces, y la evaporación e interceptación de las hojas puede limitar el nivel de presión de agua. Cuando las plantas cambian las condiciones hidrológicas del suelo a través de la transpiración o el drenaje, la estabilidad también aumentará. Sin embargo, la disminución de la humedad agravará la sequedad y agrietamiento del suelo, lo que producirá una mayor capacidad de penetración. Los vástagos anclados pueden actuar como pilotes de soporte y estribos arqueados para resistir las fuerzas de corte. El peso de la vegetación puede aumentar la estabilidad al aumentar la tensión límite en la superficie, o puede aumentar la resistencia al evaluar la fuerza motriz de un sistema de deslizamiento (Gray & Ohashi, 1983)

Se ha observado que, para la vegetación, la capacidad de filtrado del suelo y la vegetación se ha incrementado debido a la presencia de raíces, conductos radiculares y debido al aumento de la micro-rugosidad superficial. En el caso de las gramíneas y gramíneas, actúan como una serie de conductos de drenaje horizontales, que interceptan el flujo filtrado y generan un flujo de agua paralelo a la superficie en la capa media de sus raíces. El impacto de la reducción de la humedad del suelo radica en la interceptación que produce la vegetación (especialmente la vegetación arbórea), los eventos de lluvia y la capacidad de transpiración de las plantas. La caída de humedad es mayor y permanente que la caída de humedad que eventualmente ocurre en el flujo superficial del agua que permea (Wu, McKinell, & Swanston, 2007)

La influencia hidráulica de los árboles puede reducir significativamente la humedad causada por la evapotranspiración, y se puede considerar que es igual al radio de influencia de las plantas al menos igual al doble de la altura de los árboles. Después de quitar la vegetación, se observó un aumento repentino del nivel del agua. Por ejemplo, después de limpiar la vegetación y los árboles en una

playa boscosa en Dinamarca, se encontró que el nivel del agua subterránea era varios metros más alto, y también se observó que el nivel del agua alcanzaría el nivel inicial antes de ser recuperado. Deforestación de vegetación o bosque, luego de 15 años de regeneración (Jorgensen, 1967)

Cuando el sistema de raíces penetra en el suelo y crece, une las partículas del suelo y produce una compresión entre sus fibras, las cuales trabajan juntas para formar una zona de compresión alrededor del eje del árbol. Si la distancia entre los árboles no es demasiado grande, el suelo producirá un efecto de arco entre el eje y el eje. El eje entre los árboles. Las raíces profundas formarán un círculo vertical enraizado que sostiene el manto del suelo sobre la pendiente desde el lugar hasta el árbol. La navegación en la superficie ayuda a anclar y atar las piedras a la orilla del río y aumenta la resistencia a la remoción. Las raíces profundas de muchas especies de árboles están ancladas al suelo, como pilas estabilizadoras. Las raíces laterales juegan un papel importante en el mantenimiento de la continuidad lateral de la cobertura del suelo en la pendiente. Cortar esta continuidad crea una grieta especial y el suelo del bosque se desliza (Hammond, Hall, Miller, & Swetik, 1992).

Componentes que intervienen en la estabilidad de taludes

- Erosión

La erosión es generada esencialmente por el clima, es decir, en ciertas épocas del año se producirá mayor agua o humedad, y la ladera se erosionará por el viento abundante, su característica principal es que cambia la geometría de la ladera y cambia la pendiente de la forma original. Por tanto, la erosión es un factor muy importante, pues si no se toman medidas para solucionar estos problemas, tendrá efectos negativos, como deslizamientos de tierra en el terreno que estás construyendo. (Duncan, 2000).

- Humedad

La humedad es una causa muy específica que se origina en el suelo, es provocada por las precipitaciones, la precipitación es la causa de los cambios en la estructura del suelo, la humedad provocada por las lluvias hace aparecer el suelo saturado, lo que hace que pierda humedad o dureza en la base (Duncan, 2000). Factores como el contenido del suelo, no solo cambian con la sucesión de la vegetación, sino que también debilitan el papel de la malla metálica en la fijación del suelo para resguardar la pendiente (Valverde, 2010). Por tanto, este factor se da en invierno, donde hay mucha lluvia, la lluvia trae humedad y satura el suelo. La humedad reducirá la resistencia del suelo (Hoek & Bray, 1977).

- Deformaciones del terreno

Los movimientos telúricos son fenómenos que ocurren porque las olas que producen llegan al suelo, y estas olas cambian la pendiente de algunos de ellos, provocando deslizamientos de tierra. Estos movimientos de ondas son muy importantes (Hoek & Bray, 1977). El análisis de estabilidad sísmica de taludes del suelo se realiza generalmente en condiciones bidimensionales con supuestos secos y / o saturados. Sin embargo, en realidad, el suelo suele estar insaturado y la pendiente suele estar dividida en tres dimensiones (Duncan, 2000). Para producir una solución de análisis de estabilidad de taludes más práctica, se deben considerar los efectos tridimensionales y los efectos de succión (Valverde, 2010).

- Aspectos geológicos

Estos factores se deben a que, al construir sobre el terreno, ciertos puntos del terreno no se consideran y, con el tiempo, van exponiendo gradualmente el problema de la inestabilidad del suelo. (Duncan, 2000).

- Cargas externas

Estos factores vienen dados por la carga provocada por el cambio climático, como la lluvia, el clima hace que el suelo se vuelva inestable y exponga el suelo a suelos inclinados(Duncan, 2000)

- Excavaciones

Todas las excavaciones realizadas con el fin de realizar trabajos importantes sobre la población en construcción son factores que contribuyen o aumentan los problemas del suelo, es decir, hacen que el suelo sea inestable porque la estructura del talud se modifica cuando se excava el suelo. Lo que lleva a la deformación del talud, lo que conduce a su inestabilidad. (Duncan, 2000).

2.2.13. Fuerzas y sobrecargas

2.2.13.1. Sobrecarga en el relleno

La sobrecarga en el relleno, (Harmsen, 2012) nos dice: “el efecto de la sobrecarga en el relleno produce un efecto similar al generado por un incremento h_s , en la altura de relleno, donde”:

$$h_s = \frac{W_s}{W}$$

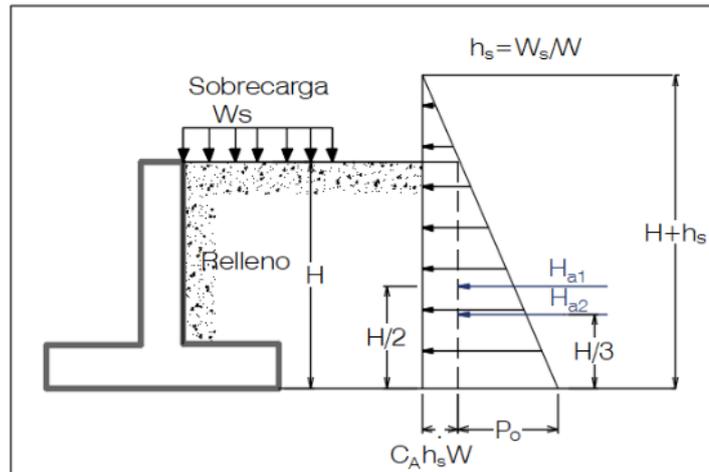
siendo:

W_s : *Sobrecarga en el relleno*

W : *Peso específico del suelo*

Esta expresión solo se cumple si la sobrecarga es uniforme en todo el relleno ver figura 12, sobre carga uniforme sobre todo el terreno, del esquema (a), para sobrecargas no uniformes debe realizarse un estudio detallado según sea el caso.

Figura 12. Sobrecarga uniforme sobre todo el relleno



Fuente: Harmsen. Diseño de estructuras de Concreto Armado.

Por lo tanto el empuje activo o de reposo del suelo E_s , por efecto de la sobrecarga y el suelo de relleno será:

$$E_s = (1/2 W H)(H+2 h_s) K_a$$

2.2.12. EMPUJE PRODUCIDO POR LA ACCION SISMICA

2.2.14. Tipos de muros de contención

A) Muros de contención

Calavera (1989) nos describe que: los muros de contención cumplen la función de soportar el empuje temporal o permanente del suelo, cuando las condiciones naturales no permiten que la masa adopte su talud normal.

El terreno que debe contener un muro de contención en ocasiones será de un terreno natural y en otras un relleno artificial.

En las situaciones anteriores, el cuerpo del muro trabaja esencialmente a flexión y la compresión vertical debido a su peso propio es generalmente despreciable.

En ocasiones el muro desempeña una segunda misión que es transmitir cargas verticales al terreno, en una función de cimiento.

Si bien es imposible que un muro permanezca absolutamente inmóvil bajo la acción de las cargas actuantes y el peso propio, apoyado sobre un suelo elástico, su diseño debe asegurar el correcto funcionamiento y estabilidad, minimizando al máximo estos movimientos, para mantenerlo dentro de los valores admisibles, de modo que la estructura no pierda funcionalidad. (Fratelli, 1993).

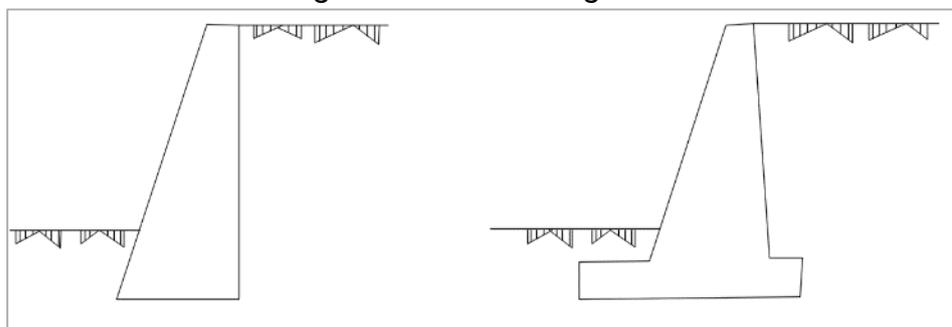
A.1) Tipos generales de muros de contención

Muro de gravedad

Son muros de concreto en masa en los que la resistencia se consigue por su propio peso. Normalmente carecen de cimiento diferenciado, aun que pueden tenerlo.

Su ventaja fundamental es que no van armados. Pueden ser interesantes para alturas moderadas solo si su longitud no es muy grande, pues en caso contrario representa una solución antieconómica frente a los muros de concreto armado.

Figura 13. Muros de gravedad.



a)

b)

Fuente: Harmsen. Diseño de estructuras de Concreto Armado

Esta categoría también incluye muros de criba, muros de escollera y muros de gaviones, los mismos que están diseñados como muros de gravedad; la pared de gaviones está hecha de materiales metálicos, red hexagonal con doble torsión, que posteriormente se rellena con grava, estos muros suelen tener una altura moderada (aproximadamente 5 m). Las unidades de la red de gaviones están firmemente unidas entre sí por los anillos y están fijadas por las costuras por los alambres metálicos con las mismas características que los orificios de la malla, formando así una estructura continua (Juarez & Rico, 2008).

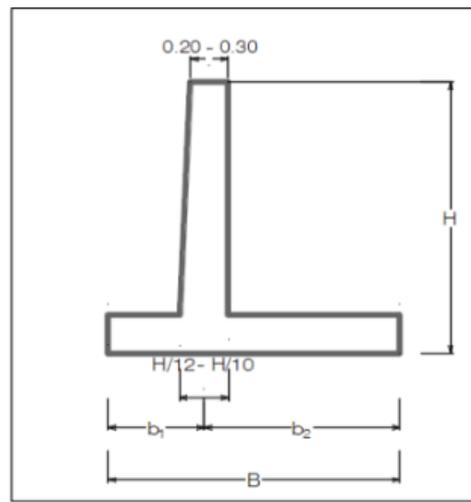
Muros de semigravedad

Variación de los muros de gravedad, que están hechos principalmente de hormigón y ligeramente reforzados, reduciendo así parcialmente el peso del hormigón debido a la reducción del hormigón necesario para construir el hormigón. de La reducción de la sección de hormigón suele estar relacionada con la reducción de su cimentación, soporte, aumentando así la presión sobre el suelo. Dado sus características, estas paredes también se consideran generalmente paredes de atenuación (Das B. , 2001).

Muros en voladizo

Los muros en voladizo son siempre de concreto armado pues los esfuerzos a los cuales están sometidos no pueden ser resistidos por el concreto simple. En la figura 14 se muestran algunos criterios para el dimensionamiento preliminar de este tipo de estructuras. La base es al igual que para los muros de gravedad. Si $b_1 = B/3$, el muro resulta económico, que $b_1 = B/2$, para que la reacción del suelo sea casi uniforme. Esta solución, sin embargo, eleva el costo de la estructura (Harmsen, 2012).

Figura 14. Muro en Voladizo

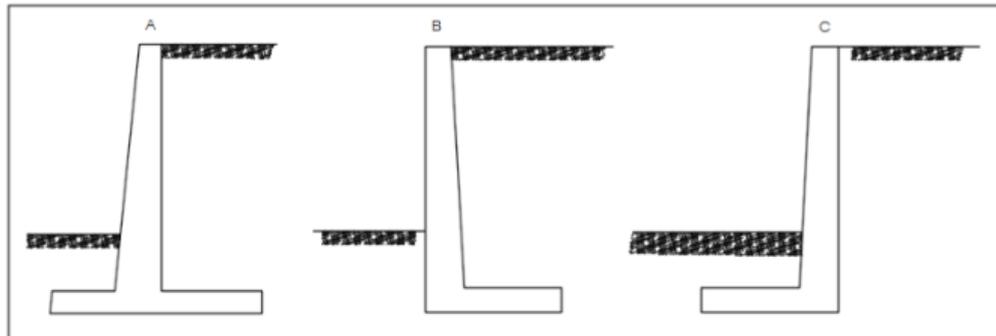


Fuente: Harmsen. Diseño de estructuras de Concreto Armado.

La verificación de la estabilidad es el segundo paso en el diseño. El peso de este tipo de muros es menor que el de los muros de gravedad por lo que en ocasiones la condición crítica es el deslizamiento. Para solucionar este problema se incrementa la longitud de la base para incrementar el peso del relleno y de este modo elevar el aporte de la fricción. (Harmsen, 2012).

Hay dos tipos: muros en voladizo y muros con soportes. En la figura 14.a se pueden ver muros en voladizo en forma de T o L (Juarez & Rico, 2008).

Figura 14.a. Muro tipo ménsula tipo T o L



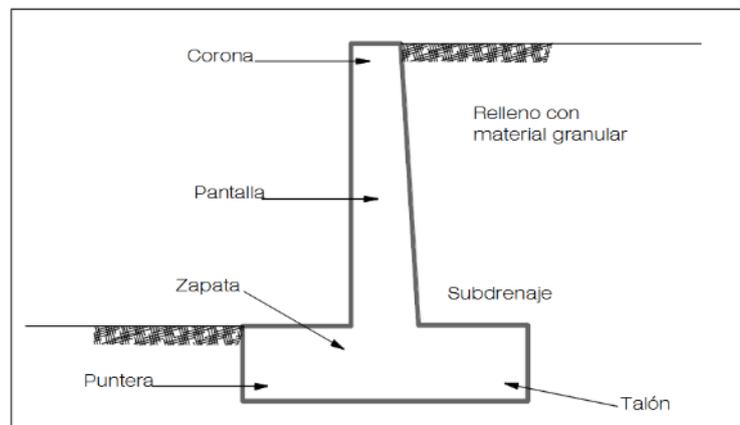
Tomado de “Mecánica de Suelos, Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos” por Juarez, E. y Rico, A., 2008, Limusa, México.

La pared de la ménsula en forma de L o en forma de T invertida (también conocida como cantiléver) se compone de placas planas o almohadillas para los pies, cuya parte elevada generalmente tiene un grosor reducido, y las costillas simples o dobles absorben la flexión de la ménsula. También pueden poner algunas patas en los zapatos, el propósito es mejorar Su resistencia al deslizamiento. Los muros de hormigón armado son generalmente económicos y factibles para alturas de hasta 8 metros (Das B. , 2001).

El muro voladizo soporta el empuje del suelo mediante la acción en voladizo de la pantalla vertical empotrada en la viga horizontal (pie), ambos totalmente reforzados para resistir la fuerza cortante y el momento flector. Para muros con alturas inferiores a 10 m son considerados como muros económicos; mientras que, cuando las alturas son superiores, son más económicos emplear muros con pilares. La forma de T, es la más común y logra su estabilidad a lo largo del ancho del zapato, de modo que la tierra en su espalda ayuda. Evite el vuelco y la compactación de las paredes aumen-

tando la fricción de la pared en el piso Base, mejorando así la seguridad de la pared al deslizar. Estas paredes están diseñadas para soportar la presión que ejerce el suelo; además, los sistemas de drenaje drenables sirven para eliminar el agua. Cruza la pantalla vertical o el cameo detrás de la pantalla Cerca del fondo de la pared. Si el suelo no se drena correctamente, se puede generar una presión hidrostática no deseada (Torres, 2008), como se muestra en la figura 14b.

Figura 14.b. Muro de contención en voladizo



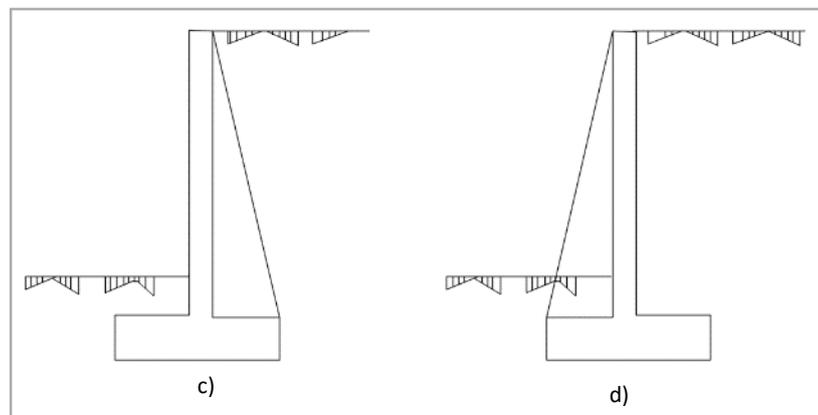
Tomado de “Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado” por Torres, R., 2001, Mérida, Venezuela.

La forma de T alcanza estabilidad mediante el ancho del cimiento. De esta forma, colocar la tierra boca arriba ayuda a prevenir volcar y compactar la pared aumentando la fricción de la pared del suelo en la base. Esto forma la seguridad de la pared al deslizarse

Muros de contrafuertes

Constituyen una solución evolucionada de la anterior, en la que, al crecer la altura y por lo tanto los espesores de hormigón, compensa el aligerar las piezas. Estos muros pueden tener los contrafuertes en el lado donde va el relleno (Fig. 14-c) o al lado exterior del relleno (Fig. 14-d), aunque la primera solución es técnica y económicamente mejor, por disponer el alzado en la zona comprimida de la sección en T que se forma. La segunda solución, al dejar los contrafuertes vistos produce, además, generalmente, una mala sensación estética. (Calavera, 1989)

Figura 14.c,d Muro de contrafuertes



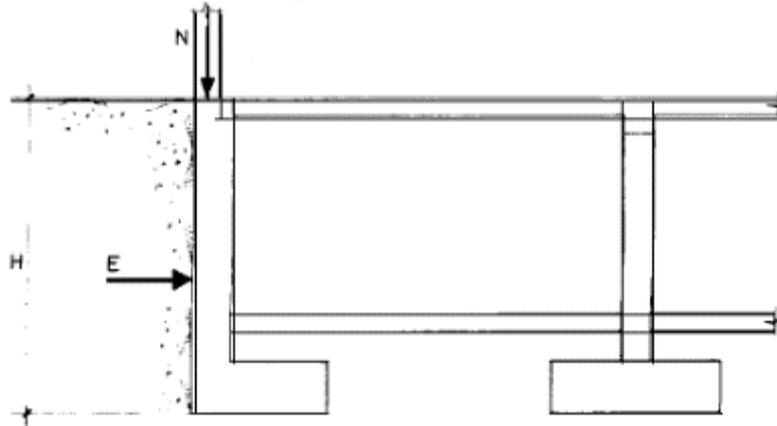
Fuente: Calavera. Muros de contención y muros sótano .

Muro de sótano

Hay una gran diferencia entre el muro del sótano y el muro de contención. En la figura 14.e se muestra el muro del sótano, que recibe simultáneamente la carga vertical que suelen transmitir los pilares de la estructura y habitualmente también algunas losas y la carga horizontal generada por el empuje del terreno. Además de

esta diferencia, existe otro principio básico, es decir, la pared no se puede utilizar como ménsula, sino que está conectada a la pared de la planta subterránea, como se observa en la figura 14.e (Calavera, 1987).

Figura 14.e. Muro de sótano



Tomado de "Muros de contención y muros de sótano" por Calavera, J., 1987, Instituto Tecnológico de Materiales y Construcciones, México.

Los muros se forman a ambos lados, una vez construidos los muros y losas se rellenan con materiales granulares (Calavera, 1987).

El muro de sótano suele tener la forma de una caja cerrada, ocupando el límite de la propiedad y permitiendo construir un edificio bajo tierra aislando el terreno circundante. Soportan el empuje del suelo y, en última instancia, soportan la carga de la losa y, a veces, también soportan la carga del soporte de su pico o del muro de carga es en definitiva una placa plana utilizada como elemento de soporte lateral. Cuando la cerca no puede mantener su pendiente natural o debe alcanzar la verticalidad por alguna razón, el propósito de la cerca como elemento de contención es evitar grandes trozos de tierra u otros materiales sueltos. Es decir, mantienen una pendiente de transición mayor que la pendiente de transición permitida por la resistencia del suelo, la transfieren al fondo del muro y resisten la fuerza correspondiente con deformación admisible (MUSAAT, 2012)

Muros tipo celular

Los muros tipo Celular son muros que se diseñan para resistir el empuje del suelo y en ocasiones, para las cargas verticales que le llegan de la superestructura.

Tienen apoyo tanto en la parte superior como en la inferior. De acuerdo a la relación entre las rigideces que le sirven de apoyo y el muro tipo Celular, este puede considerarse simplemente apoyado o empotrado, ver figura 15. (Harmsen, 2012)

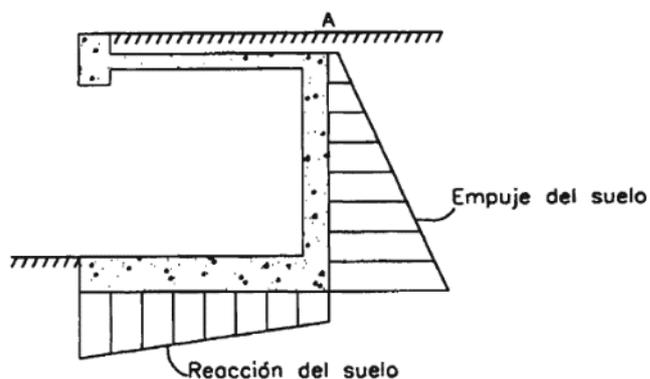
Muros prefabricados

Debido a los requisitos relativos a la estabilidad y deformabilidad de su cimentación, los muros convencionales suelen ser insuficientes. Además, la mayor necesidad de proteger el medio ambiente obliga a las obras a producir la menor interferencia posible con el aspecto natural del medio ambiente. En algunos casos, es necesario colocar refuerce el material para resistir el esfuerzo de flexión visto presentada, según su diseño de estructura (Das B. , 2001).

2.2.15. Muros tipo celular

La figura 15 muestra un muro de Celular, el cual, de forma simultánea recibe cargas verticales transmitidas por pilares de la estructura y frecuentemente también por algún forjado y cargas horizontales producidas por el empuje de tierra. (Harmsen, 2012)

Figura 15. Muro tipo Celular



Fuente: Harmsen. *Diseño de estructuras de Concreto Armado.*

Este tipo de muro ya no es un voladizo, ya no se puede voltear, ya no recibe empuje activo, representa una deformabilidad reducida y se genera un empuje al reposo (Calavera, 1989)

Para que se produzca empuje tiene que haber deformación (desplazamiento), en este caso no ocurrirá porque hay losa de techo.

El espesor empleado en los muros tipo celular son en general de 25 cm para un solo nivel; de 30 cm para dos niveles y de 35 cm para tres niveles. Los valores indicados son para alturas normales, de piso a piso en el rango de 2.80 m a 3.00 m. El cálculo para este muro es similar al de una losa de uno o más tramos o una viga.

El muro tipo Celular se calcula como una losa de uno o más tramos, o una viga, el cual se explicará mas adelante en el desarrollo.

Diferencia del funcionamiento entre un muro de contención convencional y un muro tipo Celular:

Tabla n°05: cuadro comparativo del muro convencional y muro celular

Muro de contención convencional	Muro tipo Celular
<ul style="list-style-type: none">• El muro se comporta como en voladizo empotrado en el cimiento.• Para la cimentación, por lo general es necesario el apoyo de un tacón o diente en la base de la cimentación.	<ul style="list-style-type: none">• El muro se apoya en una o en varias de sus losas.• En la cimentación, la fricción entre cimiento y suelo hace innecesario la disposición de ningún otro apoyo.• El cuerpo del muro funciona además como una

<ul style="list-style-type: none"> • El muro no tiene otra función más que retener el relleno. 	losa de uno varios vanos.(espacios libres para ser usados)
---	--

Fuente: Tomado de “Muros de contención y muros de sótano”, Calavera, J.,1989

- Tipos de muros tipo Celular:

Se van a clasificar en dos tipos de muros tipo Celular, el de un nivel y el otro de varios niveles ver figura n°16. El uso de estos muros va a depender del tipo de estructura que se va construir, si van a ser de magnitud pequeña se construirá de un solo nivel. Estos tipos de muros además, reciben como única carga vertical aparte del peso propio la reacción de apoyo del muro-loza.

Figura 16. tipos de muro celular.



Fuente: Calavera. Muros de contención y muros sótano.

Para la construcción de estos muros tipo Celular, se tiene en consideración que dependiendo de que si el terreno donde se ejecutara la construcción, sea o no de propiedad ajena y de la relación de los empujes y cargas verticales, el cimiento puede ir o no centrado respecto al muro. (Calavera J. , 1989)

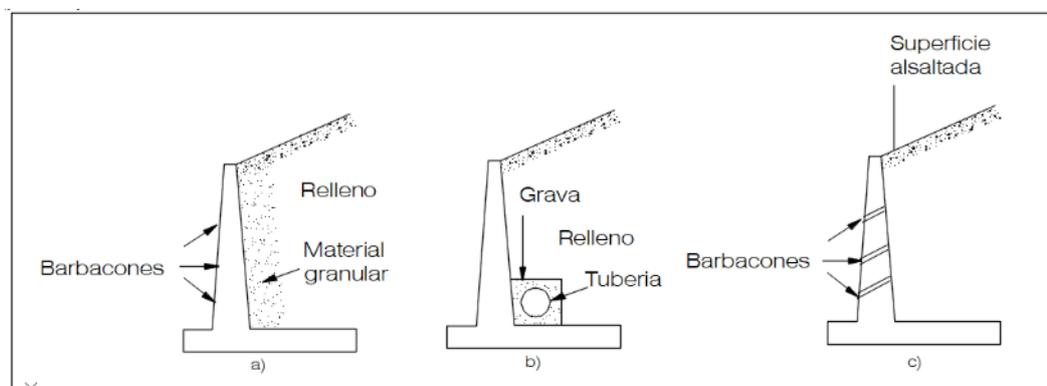
2.2.16. Sistema de drenaje

Drenajes en los muros de contención

Con el fin de mantener el suelo libre de agua subterránea, la cual provoca empujes adicionales en los muros de contención, se debe disponer adecuados drenajes con tuberías atravesando la pantalla. De esta manera, se facilita un rápido escurrimiento y evacuación del agua fuera de las paredes del muro, hasta llevarla a un canal colector exterior, que recoge las aguas pluviales.

Siempre resulta más económica la instalación de un sistema de drenaje, que diseñar el muro para soportar el empuje del suelo y del agua de saturación no drenada. La Fig. 17, muestra algunos ejemplos de posibles drenajes en muros.

Figura 17. Drenaje en muro



Fuente: Harmsen. Diseño de estructuras de Concreto Armado.

El diseño de los muros permite resistir la presión de la tierra, y se deben utilizar varios sistemas de drenaje para eliminar el agua. El sistema de drenaje se puede colocar a través de una pantalla vertical o un canal de distribución de agua se puede colocar detrás de la pantalla cerca de la parte inferior de la pared. Si el drenaje del suelo es insuficiente, puede producirse una presión hidrostática no deseada (Torres, 2008).

La gestión de la zona de aguas en la zona de contacto entre el terreno - muro debe tener un buen mantenimiento y drenaje, incluido el paso de los medios filtrantes y conducción y vaciado a través de medios de descarga; un proceso que debe realizarse antes de que el agua afecte la pared. A veces, solo use los materiales naturales disponibles en el área de trabajo para el proceso de captura, Cumplir algunas características especiales a las que hacer referencia Posteriormente; sin embargo, esta operación se puede optimizar de las siguientes formas (Gavilan, 2002):

- Geotextiles en sistemas de subdrenaje

Es un material textil polimérico, sintético y permeable que tiene aplicaciones geotécnicas y/o hidráulicas en diferentes obras de ingeniería civil. Según el método de fabricación del geotextil, el geotextil se divide en tela tejida y tela no tejida, el primero está formado por los hilos entrelazados en el telar y el segundo está formado por fibras superpuestas. Laminación por unión mecánica, térmica o química (Gavilan, 2002).

- Subdrén Chimenea

La construcción de este tipo de subdrén se realiza en la parte posterior del muro, en los hombros, y su función es evitar la

presión hidrostática que afecte su estabilidad. Consiste en un filtro con un grosor entre 40 y 80 cm A lo largo de la dirección perpendicular a la altura del hombro de la pared, está formado por materiales limpios de grano fino con un tamaño de partícula entre $\frac{3}{4}$ pulgadas y $2\frac{1}{2}$ pulgadas y cubiertos con un geotextil no tejido. El agua recogida por el desvío de la chimenea se transporta en el desvío longitudinal Colóquelo en la parte inferior del hombro para la evacuación final (Gavilan, 2002).

- Subdrén con Geodrén Planar

Es un sistema de sub-drenaje, tiene medio filtrante y medio de drenaje, trabajan juntos para completar el proceso correctamente. Por lo general, el medio de filtrado es geotextil y el medio de drenaje es otro material. Sin embargo, un elemento sintético llamado Geodrén se usa a menudo como medio de drenaje. La geomembrana está compuesta de geomembrana y el interior de la geomembrana forma un "canal" a través del cual fluye el agua. En otras palabras, constituye un medio de drenaje. Por lo general, se usa en combinación con geotextil para actuar como medio filtrante; esta configuración se llama geocompuesto y se puede usar con una tubería de drenaje perforada que conduce el agua al sitio de disposición final (Gavilan, 2002).

- Lloraderos

Es necesario establecer orificios de filtración para permitir que escape el exceso de agua. La fuga consiste en tuberías de entre $2\frac{1}{2}$ pulgadas y 4 pulgadas de diámetro, que se insertan en la pared a una distancia de 2 a 3 m aproximadamente a partir de la parte inferior $\frac{3}{4}$ de la pared verticalmente y aproximadamente 1-2 m horizontalmente (Gavilan, 2002).

- Consideraciones básicas del diseño del sistema de drenaje.
- Intensidad de la lluvia

Existe una relación directa entre la estabilidad de la pendiente y la precipitación, a saber, entre otros factores, se basa en las características hidrológicas de cada área y el tipo de suelo; el aumento de una gran cantidad de humedad del suelo hace que la resistencia al esfuerzo cortante disminuya; con ello la estabilidad del talud. Para los proyectos de estabilización, en el diseño del sistema de drenaje, la precipitación calculada por intensidad es uno de los parámetros más importantes, a partir de ella se puede calcular el caudal de infiltración que se debe drenar (Gavilan, 2002).

- Condición de aguas subterráneas

La cantidad de precipitación que penetra en el suelo pasa a formar parte del suelo. El agua subterránea se encuentra en la zona saturada debajo del nivel del agua subterránea. Además, de tratar el agua de infiltración, el sistema de sub-drenaje también tiene la función de reducir el nivel freático y evitar que la presión generada en la zona saturada afecte el funcionamiento estable de la inyección. La cantidad de agua descargada del agua subterránea dependerá del área de abatimiento, que se verá más adelante en este documento. Dado que una fuente importante de entrada de flujo es el agua subterránea, es necesario conocer las condiciones en el área de estudio para poder determinar adecuadamente el tamaño del sistema de drenaje requerido (Gavilan, 2002).

- Coeficiente de escorrentía

Es la relación entre el volumen total de escorrentía superficial y el volumen total de agua de precipitación durante un intervalo de tiempo. En otras palabras, representa la parte de precipitación que fluye desde la superficie y su valor es siempre menor que 1. Por tanto, el complemento de escorrentía representa una parte del agua absorbida por el suelo, y el suelo cuyo valor se aproxima a 1 La mayor parte de la precipitación se convertirá en flujo superficial y los valores del suelo están cerca de 0, estos absorberán la mayor parte del agua de precipitación (Gavilan, 2002).

- Granulometría del material filtrante de relleno

Los materiales utilizados en el drenaje subterráneo deben tener un método de análisis del tamaño de partícula para que los poros no se llenen fácilmente con los materiales finos en el suelo circundante transportados por el agua, perdiendo así las características de filtración (Gavilan, 2002).

2.2.17. Teoría de los elementos finitos

Otero (2006).El método de elementos finitos implica la división de un medio continuo en un conjunto de elementos pequeños que se hallan interconectados por puntos denominados nodos. Las ecuaciones que explican el comportamiento del medio continuo se aplican de igual forma a los elementos. Con ello, se pasa de un sistema continuo, es decir, que tiene infinitos grados de libertad a uno donde se rige por una ecuación diferencial o un sistema de estas ecuaciones, que se caracteriza por un número de grados de libertad finito, que se expresa con ecuaciones lineales o no. Los sistemas de derivadas parciales se simplifican con los sistemas de ecuaciones algebraicas, las mismas que pueden resolverse con mayor facilidad tanto por los ordenadores como por las personas; sin embargo, el cambio de sistema genera un error (Arias, 2002).

A lo largo de la historia, la evolución de la ciencia ha permitido una constante mejora en los métodos de análisis de sistemas físicos que se ha traducido en una predicción cada vez más fina del comportamiento de los elementos a través de expresiones numéricas.

El cálculo estructural ha experimentado en las últimas décadas un importante impulso gracias al desarrollo de nuevas herramientas matemáticas que, trasladadas al desarrollo informático también en auge, han permitido desarrollar guarismos tan complejos como eficaces.

Fruto del desarrollo científico y la investigación matemática y computacional es el método que se impone en nuestros días para el análisis tensional y de deformaciones de los sistemas estructurales: El Método de los Elementos Finitos (MEF).

En el análisis estructural se aplica con mayor frecuencia el método de elementos finitos, dentro de este análisis se presentan problemas tales como: ecuaciones de equilibrio junto con relaciones de deformaciones-desplazamientos o relaciones de compatibilidad; además de las relaciones tensiones-deformaciones o las características del material. Cabe resaltar que la tarea del análisis estructural es determinar la relación entre cargas que actúan en los nodos de la estructurales y el desplazamiento que se genera en cada nodo (Otero, 2006).

2.3. Definición de términos

- **Coeficiente de escorrentía.** la relación entre el volumen total de escorrentía superficial y el volumen total de agua de precipitación en un intervalo de tiempo dado (Gavilan, 2002).
- **Densidad.** La densidad se atañe con la resistencia mecánica y la conductividad térmica. La baja densidad es la característica más destacada

del hormigón poroso, según su finura y el rango de densidad del material (Barnes, 2009).

- **Erosión.** La erosión es provocada principalmente por el clima, es decir, en ciertas épocas del año se producirá mayor agua o humedad, y la ladera se erosionará por el viento abundante, su característica principal es que cambia la geometría de la ladera y cambia la pendiente de la forma original (Duncan, 2000).
- **Estabilidad de taludes.** Es el estudio o investigación sobre la estabilidad o posible inestabilidad de taludes durante una obra de construcción u obra civil, que está directamente relacionada con la ingeniería geotécnica (Suaréz L. , 2016).
- **Granulometría.** Los materiales utilizados en el drenaje subterráneo deben tener un método de análisis del tamaño de partícula para que los poros no se llenen fácilmente con los materiales finos en el suelo circundante transportados por el agua, perdiendo así las características de filtración (Gavilan, 2002).
- **Humedad.** Se produce en el suelo, es provocada por las precipitaciones, la precipitación es la causa de los cambios en la estructura del suelo, la humedad provocada por las lluvias hace aparecer el suelo saturado, lo que hace que pierda humedad o dureza en la base (Duncan, 2000).
- **Intensidad de lluvias.** Existe una relación directa entre la precipitación y la estabilidad de la pendiente, a saber, entre otros factores, se basa en las características hidrológicas de cada área y el tipo de suelo presente en el área de estudio; el aumento de una gran cantidad de humedad del suelo hace que la resistencia al esfuerzo cortante disminuya, y por ende la estabilidad del talud (Gavilan, 2002).

- **Muro celular.** Es un muro de contención, estructura que proporciona estabilidad al terreno natural u otros materiales cuando cambia la pendiente natural. Desarrollado con concreto celular (Jones, 2005).
- **Muro sótano.** Recibe simultáneamente la carga vertical que suelen transmitir los pilares de la estructura y habitualmente también algunas losas y la carga horizontal generada por el empuje del terreno (Calavera, 1987).
- **Muro en voladizo.** El muro voladizo soporta el empuje del suelo a través de la acción en voladizo de la pantalla vertical empotrada en la viga horizontal (pie), ambos totalmente reforzados para resistir el momento flector y la fuerza cortante (Torres, 2008).
- **Resistencia a la compresión.** La resistencia a la compresión del hormigón celular se ve afectada por los siguientes factores (Neville, 1998).
- **Sistema de drenaje.** La gestión de la zona de aguas en la zona de contacto entre el muro y el terreno debe mantenerse y drenarse, incluido el paso de los medios filtrantes y conducción y vaciado a través de medios de descarga; un proceso que debe realizarse antes de que el agua afecte la pared (Gavilan, 2002).
- **Socavación.** Todas las excavaciones realizadas con el fin de realizar trabajos importantes sobre la población en construcción, hacen que el suelo sea inestable porque la estructura del talud se modifica cuando se excava el suelo. Lo que lleva a la deformación del talud, lo que conduce a su inestabilidad (Duncan, 2000).
- **Agua pluvial:** Aguas provenientes de lluvias que escurren superficialmente por el terreno.
- **Permeabilidad de los suelos:** Constante de proporcionalidad entre la velocidad del flujo y el gradiente hidráulico (caída de presión por unidad de longitud) entre dos puntos (Gavilan, 2002).

- **Empuje horizontal:** Fuerza lateral resultante por metro lineal de muro producido por el suelo.
- **Fisuración:** La fisuración se produce siempre que la deformación de tracción a la que concreto está sometida excede de su propia capacidad.
- **Flexión:** Es la deformación que presenta un elemento estructural alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal.
- **Fricción:** fuerza que existe entre dos superficies en contacto, que se oponen al movimiento relativo entre ambas superficies o la fuerza que se impiden al inicio del deslizamiento.
- **Isotrópico:** Dicho de los cuerpos con propiedades de isotropía: cuerpos o medios cuyas propiedades físicas son idénticas en todas las direcciones.

2.4. Hipótesis de la investigación

2.4.1. Hipótesis general

La aplicación de la tecnología de muros tipo Celular [celulares](#) tiene mayores beneficios tales como: mayor estabilidad y mejor comportamiento de la estructura del pabellón B de la I.E. Santa Ana.

2.4.2. Hipótesis específica

- Los resultados del estudio de mecánica de suelos son los más adecuados para solucionar la estabilidad del talud.

- El análisis estructural del pabellón B de la I.E. Santa Ana es el más apropiado.
- El análisis y diseño estructural de un muro de contención tipo celular es el más eficientes.
- El sistema de drenaje pluvial planteado que disminuirá los problemas de condiciones hidráulicas del proyecto es el más apropiado.
- Los costos de ejecución de la I.E Santa Ana con la aplicación de muros celulares son más bajos con respecto a los muros en voladizo existentes.

2.5. Variables

2.5.1. variables, definición conceptual

Tabla 6. Variables

HIPÓTESIS	VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL
GENERAL La aplicación de la tecnología de muros de Celular tiene mayores beneficios para la estabilidad de los taludes frente al problema de la I.E. Santa Ana.	Independiente. Muros de contención tipo Celular	Harmsen (2002) describe: "Los muros tipo Celular son muros que se diseñan para resistir el empuje del suelo y en ocasiones, para las cargas verticales que le llegan de la superestructura." (p. 373)
	Dependiente. Estabilidad de taludes	Fratelli (1992) menciona: "el estudio de la estabilidad de una masa de tierra se refiere a su seguridad contra falla o deslizamiento" (p.463).
ESPECIFICA a) Los parámetros geotécnicos encontrados permiten identificar un talud inestable.	Independiente. Parámetros geotécnicos	Braja (2013) describe: "La ingeniería geotécnica enfoca su estudio en las propiedades mecánicas e hidráulicas de suelos y rocas, tanto en superficie como en el subsuelo, incluyendo la aplicación de los principios de la mecánica de suelos y mecánica de rocas en el diseño de los cimientos, estructuras de contención las estructuras de tierra." (p. 1).
	Dependiente. Talud inestable	La inestabilidad de un talud, se puede producir por un desnivel, que tiene lugar por diversas razones: Razones geológicas: laderas posiblemente inestables, orografía acusada, estratificación, meteorización, etc. Variación del nivel freático: situaciones estacionales, u obras realizadas por el hombre.
b) El acceso a las características de la tecnología	Independiente. Base de estudios	"Conjunto de información relacionada que se encuentra agrupada ó estructurada"

de muros tipo Celular es sustentable y tiene base de estudios.	Dependiente. Muro tipo Celular	Harmsen (2002) describe: "Los muros tipo Celular son muros que se diseñan para resistir el empuje del suelo y en ocasiones, para las cargas verticales que le llegan de la superestructura." (p. 373)
c) La propuesta de drenaje pluvial contribuirá con los problemas hidráulicos que presenta el proyecto.	Independiente. drenaje pluvial	Harmsen (2002) menciona: "La acumulación de agua debe prevenirse para que el muro no sea sometido a cargas de empuje mayores que las que se empleó para el diseño la estructura. Por ello, es necesario habilitar un sistema de drenaje que impida que el agua haga presión sobre el muro." (p.5).
d) La tecnología de muros tipo Celular supera las características técnicas que presenta la tecnología de muros en voladizo existentes en la I.E.Santa Ana.	Dependiente. Características técnicas	Se define como característica: Cualidad o circunstancia que es propia o peculiar de una persona o una cosa y por la cual se define o se distingue de otras de su misma especie
	Independiente. Muros tipo Celular muros en voladizo	Harmsen (2002) describe: "Los muros tipo Celular son muros que se diseñan para resistir el empuje del suelo y en ocasiones, para las cargas verticales que le llegan de la superestructura." (p. 373) Harmsen (2002) menciona: "Los muros en voladizo son siempre de concreto armado pues los esfuerzos a los cuales están sometidos no pueden ser resistidos por el concreto simple." (p. 370)

2.5.2. Operacionalización de las variables

Tabla 7. Operacionalización de variables

HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES
GENERAL La aplicación de la tecnología de muros Celular celulares tiene mayores beneficios para la estabilidad de los taludes frente al problema de la I.E. Santa Ana.	Independiente. Muro de contención tipo Celular y muro de contención en voladizo	Parámetros geotécnicos	Tipo de suelo Análisis granulométrico Límite de plasticidad
		drenaje pluvial	precipitación de lluvias ,tipo de suelo
		Tecnología	Conocimiento, aplicación de técnicas.
		Costos incrementales	Precio, valor de algo, monto, elimina reubicación.
	Dependiente. Estabilidad de talud	Estabilidad al volcamiento.	FSV=Momento resistente originado por el peso de la estructura y el peso
		Estabilidad al deslizamiento.	FSD=fuerzas resistente originado por la fricción de la base/fuerzas actuantes originadas por el empuje activo del relleno y de la sobrecarga > 1.5

Fuente: propia

CAPITULO III

METODOLOGÍA

3.1. Método de investigación

El desarrollo de este documento seguirá el método analítico, que se basa en centrarse en descomponer el fenómeno en partes; es decir, mediante la aplicación de este método se separa y estudia por separado la calidad relacionada con el fenómeno de investigación (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014).

La investigación pretende identificar los beneficios de aplicación de la tecnología de muros celulares para dar estabilidad a los taludes de la I.E. Santa Ana y el Asentamiento Humano,

3.2. Tipo de investigación

La presente investigación es de tipo aplicada debido a que en el procedimiento se aplicará, normas (Reglamento Nacional de Edificaciones), métodos, leyes, teoría y trabajos de investigación relacionados con el presente trabajo para determinar la estabilidad de talud frente al problema de la I.E. Santa Ana.

3.3. Nivel de investigación

En el estudio se realizará una investigación explicativa, ya que intenta determinar la relación causal entre las variables del problema a través de hechos y obtiene los verdaderos resultados del experimento a través de la

prueba de hipótesis La investigación explicativa intenta responder al criterio causal de las influencias (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014).

El estudio será de nivel explicativo pues busca identificar los beneficios de aplicación de la tecnología de muros celulares para dar estabilidad a los taludes de la I.E. Santa Ana y el Asentamiento Humano.

3.4. Diseño de la investigación

Se aplicará el estudio pre-experimental pues el mismo se realiza en las siguientes situaciones, se compara un grupo de sujetos que han recibido tratamiento experimental con otro grupo de sujetos no tratados (Espinoza, 2010)

La investigación busca identificar los beneficios de aplicación de la tecnología de muros celulares para dar estabilidad a los taludes, pues se busca la observación de un antes y después de la aplicación de esta tecnología.

$$M: O1 \overset{x}{\text{---}} O2$$

Dónde: M es el muro de concreto celular, O1 la observación de la estabilidad de taludes antes de la implementación del muro celular, O2 es la observación después de la implementación del muro celular.

3.5. Población y muestra

La población es el objeto de investigación, y los resultados se van a generar sobre ella, entonces la totalidad es una colección que se ajusta a una serie de especificaciones, y la totalidad o el universo es o la unidad de análisis total de la colección a estudiar. La colección puede estar compuesta por objetos, individuos y organismos, fenómenos, historias clínicas, elementos, etc. Presenta ciertas características de susceptibilidad para fines de investigación (Carrillo, 2015).

La población que caracteriza la investigación “Tecnología de muros celulares para optimizar la estabilidad de los taludes de la Institución Educativa Santa Ana en el distrito de Perene - Chanchamayo – Junín - 2017”, será el muro de concreto celular que se aplicará como contención para optimizar la estabilidad de los taludes y a su vez será la muestra de la investigación.

3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.6.1. Técnicas de recolección de datos

La observación es un método de recopilación de datos incluye un registro sistemático, eficaz y confiable de conductas y situaciones observables y la simulación es el proceso de proyectar un modelo computacional de un sistema real y usar el modelo para realizar experimentos para comprender su comportamiento y evaluar su comportamiento (Espinoza, 2010).

Ambas técnicas de recopilación de datos formarán parte de la investigación pues se pretende, identificar los beneficios de aplicación de la tecnología de muros celulares para dar estabilidad a los taludes de la I.E. Santa Ana y el Asentamiento Humano, ello implicará el uso de la observación y la simulación, pues se buscará dar estabilidad al talud.

Posteriormente usando los planos del expediente técnico contractual, analizamos el uso de la reubicación de uno de los pabellones, se realizara un modelamiento general con el SAP2000, *para analizar la estructura mediante parámetros que* determina las Normas Técnicas Peruanas.

3.6.2. Instrumentos de recolección de datos

La ficha de observación se utiliza para recopilar datos sobre temas específicos, que se obtienen mediante la observación. Las fichas dinámi-

cas son pequeños cuadros de información que le permiten proponer información básica o resaltar los puntos importantes de otras formas (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014).

Los instrumentos que se utilizaron fueron las fichas de registro y fichas de observación.

Las fichas de registro son hojas de cálculo y programas para la revisión de los planos, estudio de suelos, etc.

Fichas de observación, en donde se va registrar las características y propiedades de las estructuras: "in situ", como la altura, diámetros de acero, dimensiones, etc. También se observó fallas físicas como deslizamientos, cangrejas, etc.

3.7. Procedimiento de recolección de datos

Para la recolección de datos se realizó el siguiente procedimiento:

- ii. Se realizó una solicitud a la Institución Educativa Santa Ana, para su ingreso y poder sacar la muestra de suelo y la respectiva realización del estudio, ya que será de mucha utilidad los planos, estudio de suelos, estudio topográfico, etc.
- iii. Se elaboró la ficha de observación: En el cual se va describir el tipo de edificación a estudiarse, las dimensiones, los refuerzos, elementos estructurales; desde la cimentación, las zapatas, el muro etc. También para identificar las diferentes fallas que se observan en campo.
- iv. Obtención de pruebas de estudios de suelo, para ello se mandó a un laboratorio de suelo la muestra de suelo obtenido.

- v. Se hizo el análisis de diseño bajo los parámetros de las NTP del Pabellón B, para luego realizar el cálculo y diseño de muros de contención tipo celular.

3.8. Técnicas de procesamiento y análisis de datos

Se pretende que la estructura sea lo suficientemente rígida para no tener problemas torsionales en planta que perjudiquen a la losa, ya que el muro absorberá en gran medida las fuerzas laterales provenientes del sismo ocasionado torsión en planta. Al configurar la estructura lo suficientemente rígida tendremos un comportamiento adecuado, la norma E-030 menciona que para edificios en las cuales se tenga una deriva de entre piso mitad de la permisible (0.0035) no es necesario verificar la irregularidad por torsión en planta.

Una vez verificada este requerimiento se pasará a calcular el muro para los empujes de tierra y posteriormente sus cargas de gravedad y cargas laterales de sismo, haciendo uso de un cálculo manual por las tablas de kalmanoc que posteriormente serán verificadas por un cálculo de elementos finitos haciendo uso del programa ETABS.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. Presentación de resultados

4.1.1. Diagnóstico de la situación actual

La Institución Educativa Santa Ana del sector Juan Velazco Alvarado en el Distrito de Perené, provincia de Chanchamayo, Departamento Junín, el cual presenta las siguientes Características:

Topografía: la zona a estudiarse presente una pendiente muy pronunciada y una retención de terreno que es soportada por muros de contención tipo voladizo, el terreno a contener es además parte del asentamiento humano que se encuentra junto a la I.E.

Suelo: El ingreso y la parte media de la I.E. está constituida por un losa de concreto de 0.20m, la cual pertenece a su losa deportiva, las áreas que presentan material de suelo uniforme en los 3 m., de excavación se determinó presencia de arena bien gradada con bajo contenido de humedad, color café claro estado suelto con gravas aisladas (SW), a 1.50m se encontró material fino, conformado por arena limo medianamente denso (SP), sin registrarse presencia de nivel freático.

La I.E. cuenta con un área total de 4,332.14 m², y con un perímetro de 288.886 ml, compuesta por 4 pabellones, A: pabellón que presenta 3 aulas por piso con dos pisos; pabellón B, este pabellón cuenta con dos aulas por piso con dos pisos, una escalera y al costado de esta cuenta con un laboratorio en el primer piso y en el segundo piso una biblioteca; pabellón C que cuenta con las oficinas administrativas y están a la entrada de la I.E.; el pabellón D cuenta con un comedor, y tres ambientes para depósitos. Toda el área de la I.E., se encuentra cercado con muros, distribuidos de la siguiente manera: hacia las direcciones donde están el módulo C y B, son muros de albañilería y para la dirección A y D se tienen muros de contención tipo voladizo, una parte con muros tipo gaviones y otra parte muros de contención en voladizo.

Figura 18. Vista en planta I.E. "Santa Ana"



Fuente: Expediente técnico 2012

Figura 19. Fotografía del frontis de la I.E. "Santa Ana"



Fuente (Propia)

4.1.2. Muro de contención en voladizo existente.

Figura 20. Fotografía de muro de contención existente.



Fuente (Propia)

Figura 21. Fotografía del asentamiento humano encima del relleno del muro de contención



Fuente (Propia)

4.1.2.1. Descripción

Paralelo a la I.E se encuentra el asentamiento humano, detrás de lo que sería el pabellón A, observamos un muro de contención tipo gavión con 21.20 metros, y 55.08 metros son de muros de contención tipo voladizo de concreto armado, de 5.40 metros de altura, el resto del cerco perimétrico de la I.E. es de muro de gavión y muros de albañilería.

En el año 2013, donde la I.E. fue aprobado para ser construido, el cerco que perimetraba toda la I.E. inicialmente fue propuesto con gaviones, los cuales a través de una solicitud de Adicional N° 03, que provocó una paralización de la obra, se solicitó modificar parte de los muros de gaviones por muros de contención tipo voladizo, en la zona donde el talud que retiene, forma parte del terreno del asentamiento humano, como se observa en la figura 22.

Los muros de contención de voladizo existentes presentan un espesor de 30 cm, y una altura de 5.40 m, con zapatas que

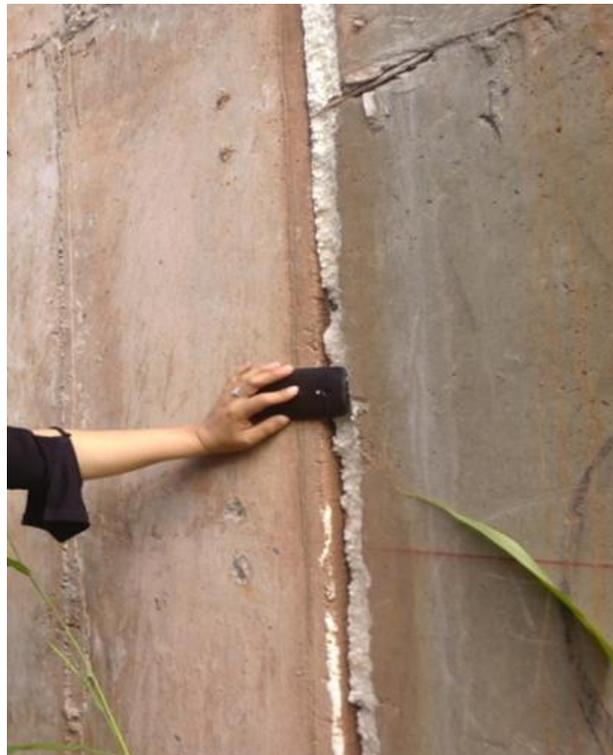
varían 3.30m a 4.45m. En la actualidad, los muros de contención existentes de la I.E. Santa Ana, tipo voladizo han sufrido un deslizamiento de más de 2", como se observa en la figura 23.

Figura 22. Fotografía del muro de contención voladizo estabilizando talud.



Fuente (Propia)

Figura 23. Fotografía del deslizamiento del muro de contención existente.



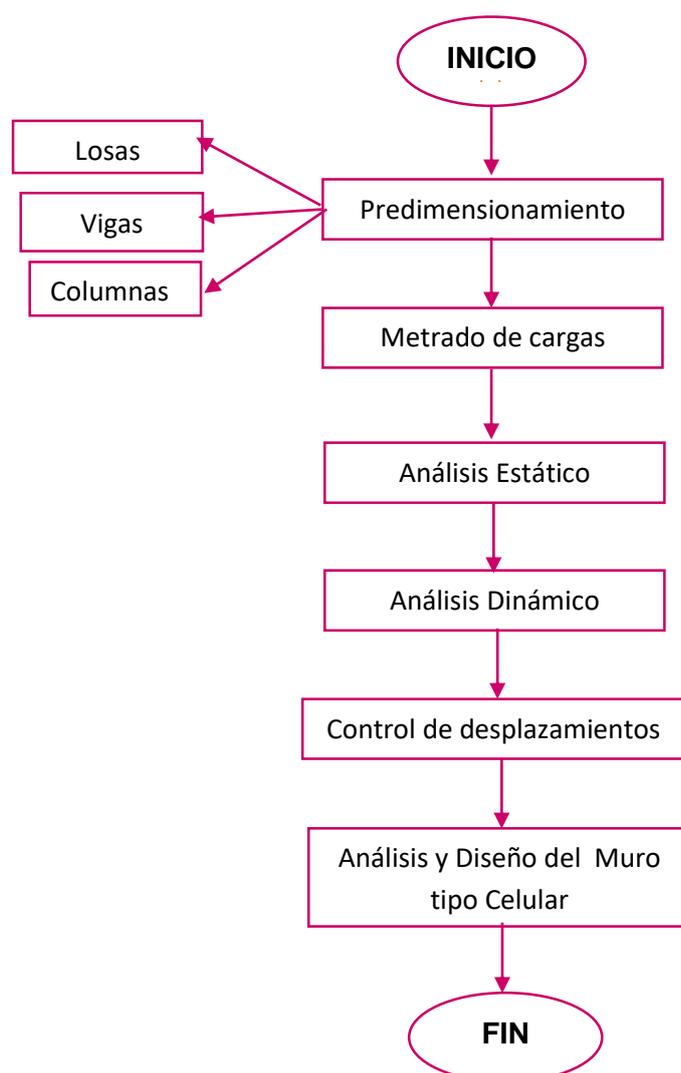
Fuente (Propia)

4.2. Análisis estructural del Edificio (módulo B)

4.2.1. Parámetros para el análisis estructural del módulo B

El módulo B, que forma parte de la I.E. Santa Ana es el pabellón destinado a el funcionamiento de laboratorios biblioteca y centro de cómputo, en el que se propone incluir el muro de contención tipo celular en uno de los ejes principales. La estructura de este módulo va a ser analizada estructuralmente con la finalidad de comprobar que la estructura sea lo suficientemente rígida para evitar los problemas torsionales en planta, esto debido a que el muro de contención que se propone, absorberá en gran medida las fuerzas laterales provenientes del sismo ocasionado torsión en planta.

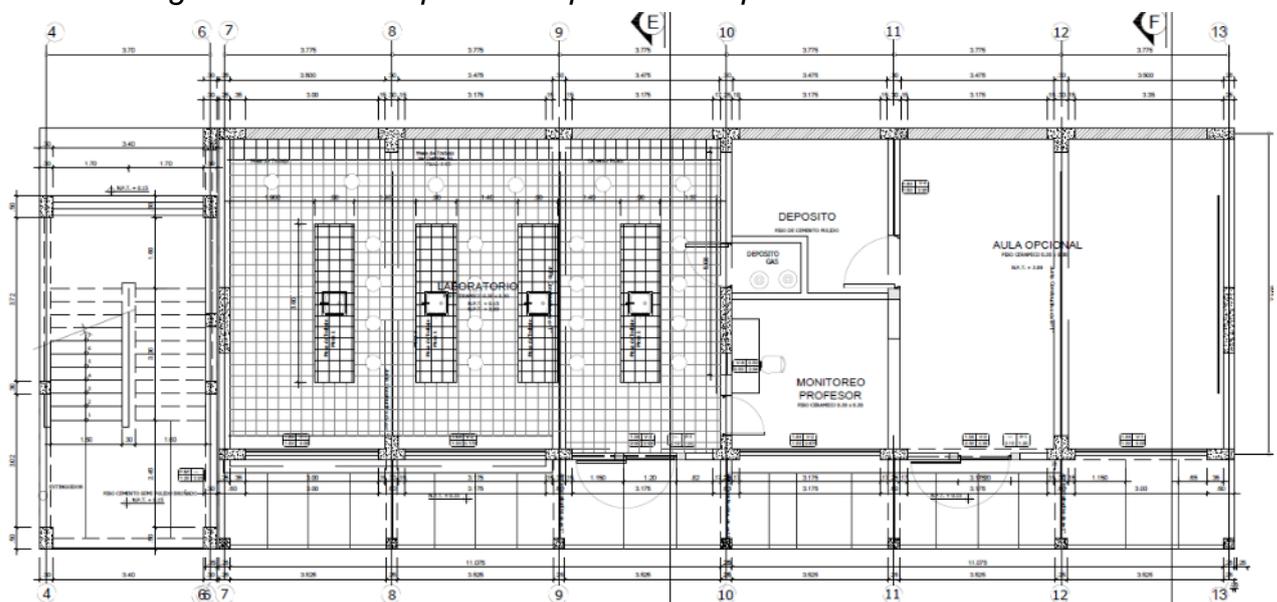
Figura 24. Pasos para desarrollar el Análisis Estructural



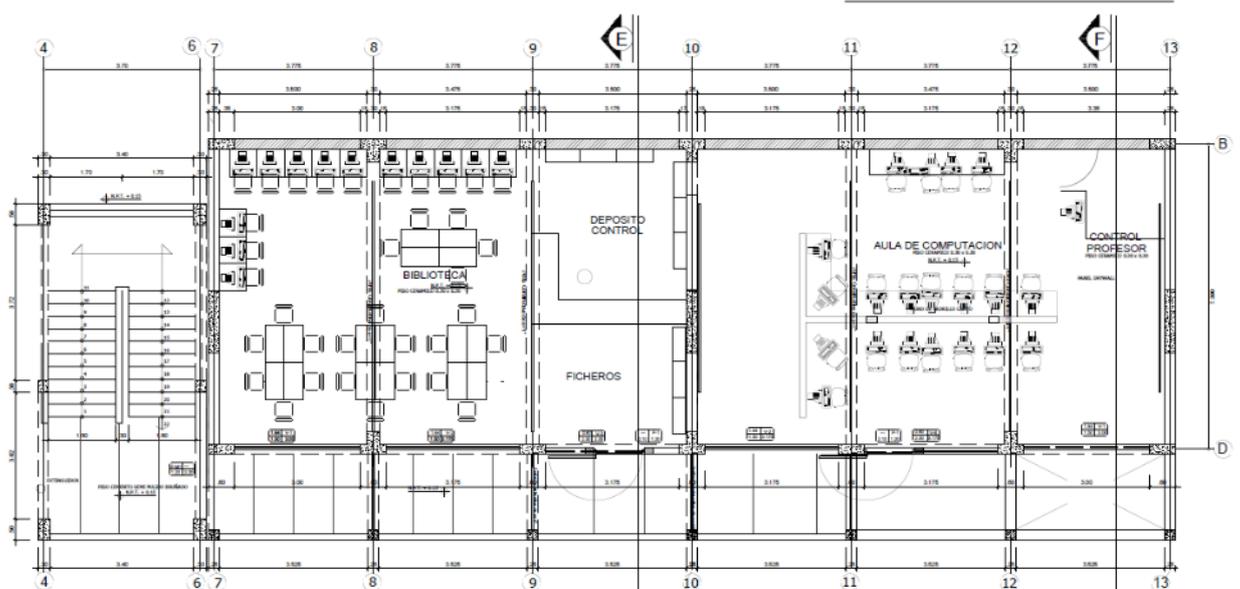
4.2.1.1. Arquitectura del Módulo B

El pabellón del módulo B propuesto, tiene la siguiente distribución: un aula opcional y un laboratorio en el primer piso, una biblioteca y un centro de cómputo en el segundo piso, como se observa en la figura n° 25. La estructura del pabellón B ha sido acondicionada para utilizar un muro de contención que ayude a soportar los empujes del terreno que actualmente está sostenido por un muro de contención en voladizo apartado de la edificación.

Figura 25: Vista en planta del plano de arquitectura del Pabellón B



PRIMERA PLANTA



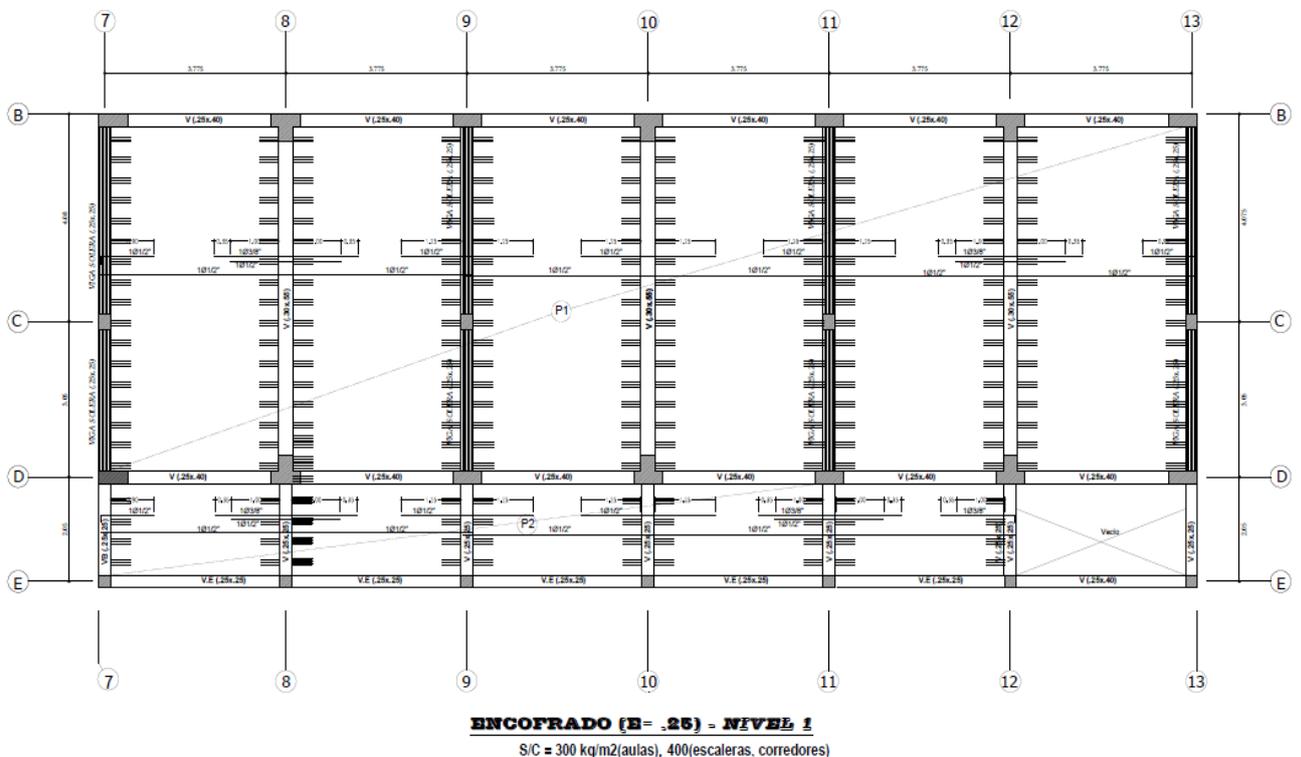
SEGUNDA PLANTA

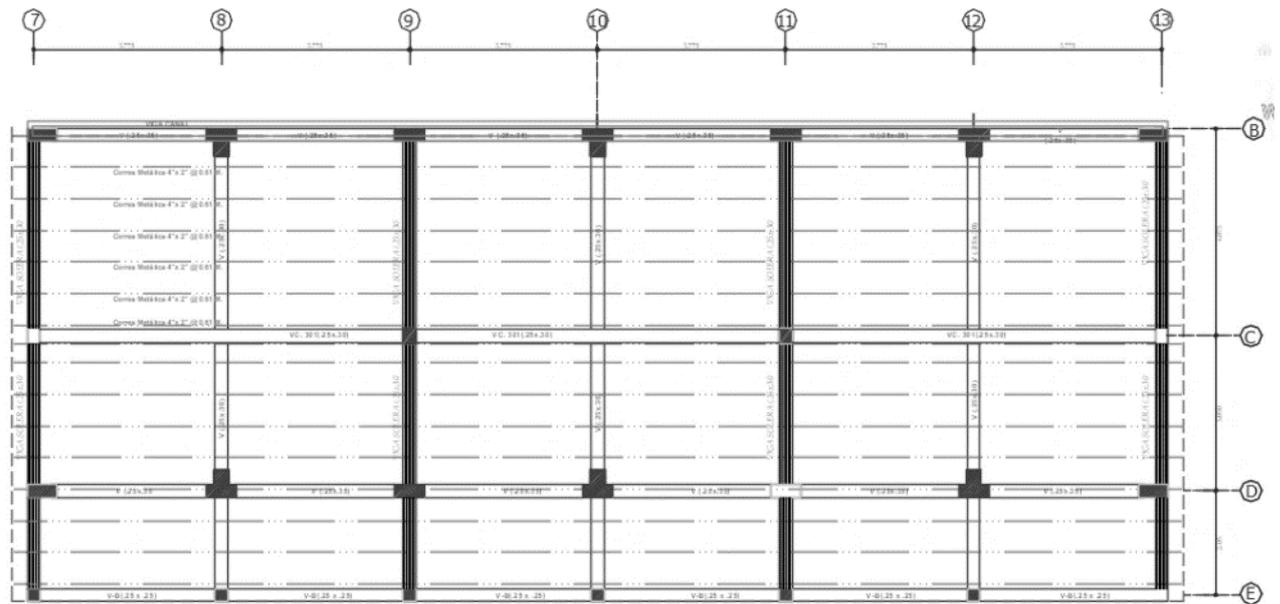
4.2.1.2. Descripción del proyecto estructural

El pabellón, tiene un área de 219.84 m², con siete ejes principales cuatro ejes secundarios, se desarrolla en dos plantas con una altura total de 6.50m, la misma altura que tiene el muro tipo celular que se está proponiendo.

Para realizar este análisis primero se realizará el predimensionamiento de la losa, vigas y columnas, luego se efectuará el metrado de cargas teniendo en cuenta la Norma E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones, lo siguiente será realizar el análisis Estático y el Análisis Dinámico, luego se procede con la Revisión de los Resultados para poder obtener la deriva de entre piso, los periodos, las masas participativas, una vez realizado el análisis Estructural utilizando el programa ETABS y los reglamentos ya mencionados se procederá a diseñar el muro de Contención tipo Celular.

Figura 26: Vista en planta del plano de estructura- losa del Pabellón B





Fuente (Propia)

4.2.1.3. Normas Empleadas

Se usaron las siguientes normas del reglamento Nacional de Edificaciones:

- Norma E.020 Cargas
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
- Norma E.060 Concreto Armado

4.2.1.4. Cargas de diseño

Para el diseño de edificaciones, estas deben resistir las cargas que se les coloque como consecuencia de su uso. Este tipo de cargas vienen del resultado de los pesos de los materiales de construcción, movimientos diferenciales, algunos cambios del medio ambiente que pueda alterar sus cargas, entre otros.

En la presente tesis, se usarán dos tipos de cargas: la primera es, las cargas muertas (CM), estas son las del peso propio de los equipos, elementos estructurales, entre otro. La segunda

es la carga viva (CV), se clasifican como los pesos de muebles, equipos, peso de todos los ocupantes, o de elementos movibles.

4.2.1.5. Condiciones generales para el diseño

Los materiales: Los materiales necesarios para la construcción de sus elementos estructurales son:

- **Armadura de acero:** El acero es de grado 60, con las siguientes propiedades de acuerdo a la norma ASTM A615:

Tabla 8. Propiedades de la armadura de acero

Descripción	Símbolo	
Esfuerzo mínimo de fluencia	Fy	4200 kg/cm ²
Módulo de elasticidad empleado	E	2E06 kg/cm ²
Resistencia mínima a la tracción a la rotura		6300 kg/cm ²

Fuente (Propia)

- **Concreto armado:** las propiedades que presenta el concreto son:

Tabla 9. Propiedades del concreto armado

Descripción	Símbolo	
Resistencia a la compresión	F'c	210 kg/cm ²
Módulo de Poisson	v	0.15
Módulo de elasticidad	E	217000kg/cm ²

Fuente (Propia)

4.2.1.5.1. Materiales

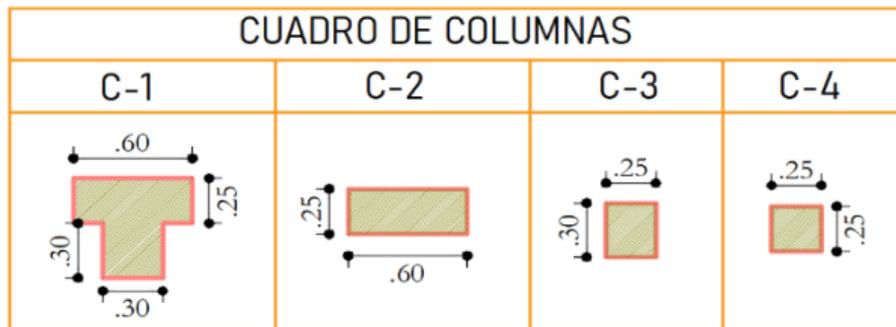
Propiedades

Tabla 10. Definición de propiedades

Materiales	Propiedades
Concreto	$F'c=280 \text{ kg/cm}^2$
Acero	$F'Y=4200$

Fuente: propia

Figura 27: columnas del pabellón B



Fuente: propia

4.2.2. Predimensionamiento de los elementos estructurales

Para el predimensionamiento de los elementos estructurales del módulo B, que en nuestro caso va a ser analizado con las columnas, vigas y losa, se recurrió a los criterios señalados que indica el Ing. Antonio Blanco Blasco, en su libro: "Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado"

a) Predimensionamiento de Losas

(Blanco, 1991) menciona que para losas aligeradas el predimensionamiento se verifica según criterio de las luces que tiene la estructura:

$H= 17 \text{ cms}$ luces menores de 4 mts.

$H= 20 \text{ cms}$ luces comprendidas entre 4 y 5.5 mts.

H= 25 cms luces comprendidas entre 5 y 6.5 mts.

H=30 cms luces comprendidas entre 6 y 7.5 mts.

Para fines de ejemplo tomaremos, la losa aligerada con mayor luz libre ubicada entre los ejes B-C/ 7-8 y que cuenta con luz de 4.5 m como se muestra en la figura 26.

Entonces, tomando el criterio del Ing. Blanco, usaremos un espesor de 25 cm para la losa.

b) Predimensionamiento de Vigas

Según (Blanco, 1991) nos dice que para predimensionar vigas se considerará un peralte de $l/10$ a $l/12$, siendo l : luz libre, y esta altura está incluyendo el espesor de la losa del techo o piso.

Para el caso del Módulo B, presenta luces de 3.65 m en la dirección x-x, para la dirección y-y una luz de 6.15m, tenemos:

En dirección x-x:

$$\frac{l}{10} = \frac{3.65}{10} = 0.37 \qquad \frac{l}{12} = \frac{3.65}{12} = 0.30$$

Se plantea que las vigas en la dirección x-x: 25 x 40cms.

Tabla 11. Cuadro de vigas en dirección x-x

VIGAS EN DIRECCION XX	LUZ MAYOR (m)	PERALTE (m)	
		Luz libre/10	Luz libre/12
V.E.	3.775	0.378	0.315
V	3.775	0.378	0.315
V.B.	3.775	0.378	0.315
VC	3.775	0.378	0.315

Fuente: propia

En dirección y-y:

$$\frac{l}{10} = \frac{6,15}{10} = 0.62 \quad \frac{l}{12} = \frac{6,15}{12} = 0.51$$

Se plantea que las vigas en la dirección y-y: 25 x 60cms.

Tabla 12. Cuadro de vigas en dirección y-y

VIGAS EN DIRECCION YY	LUZ MAYOR (m)	PERALTE (m)	
		Luz libre/10	Luz libre/12
VIGA SOLERA	4.08	0.408	0.340
V.	6.15	0.615	0.513

a) Predimensionamiento de Columnas

“Para el dimensionamiento de columnas, se tiene en cuenta que para edificaciones que presentan muros de corte en ambas direcciones, la rigidez lateral y la resistencia van a estar controlados por los muros” (Blanco, 1991) se usará la siguiente formula:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 \times f'c}$$

Para el caso del módulo B, tenemos:

Peso en servicio = Área tributaria de columna x n° pisos

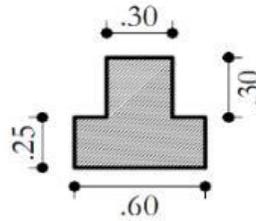
Peso en servicio=19.6 m² x 2 = 39.2 m²

$$\text{Área de columna} = \frac{39.2}{0.45 \times 280}$$

Área columna = 0.31 m²

Entonces, se usará las siguientes dimensiones para nuestra columna:

Figura 28: sección de la columna c-1



Fuente: propia

4.2.3. Metrado de cargas

Teniendo en cuenta la Norma E.020 CARGAS, de la Norma Técnica de Edificaciones, se considerará los valores de Cargas Muertas (CM) y Cargas Vivas(CV).

A) Carga muerta

Tabla 13. Cuadro de carga muerta

MATERIAL	PESO UNITARIO
Concreto	2.4 tn/m ³
Piso terminado (e= 5cm)	0.1 tn/m ²
Aligerado(h=25cm)	0.3 tn/m ²
Tabiquería (15cm)	1.4tn/m ³

B) Carga viva

La Norma nos indica pesos unitarios estimados de sobrecarga, destinados a un edificio de un Centro Educativo.

Tabla 14. Cuadro de carga viva

USO U OCUPACION	SOBRECARGA
Sala de lectura	0.3 tn/m ²

Sala de almacenaje con estantes fijos (no apilables)	0.75 tn/m ²
Corredores y escaleras	0.40 n/m ²

Fuente: propia

4.2.4. Análisis sísmico

El estudio del análisis sísmico, nos permite obtener los valores de las fuerzas internas que va producir cada uno de los elementos de la estructura ante un sismo. Y teniendo en consideración lo especificado en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030, se busca verificar la estructura ante posibles irregularidades, desplazamientos laterales y que cumpla con lo requerido en la Norma.

4.2.4.1. Parámetros sísmicos:

Según la Norma E.030 de diseño sismo resistente los parámetros a considerar para el espectro de diseño son:

$$S_a = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) x g$$

Donde:

Z: Factor de zona

U: Factor de uso e importancia

C: Coeficiente de amplificación sísmica

S: Factor de suelo

R: Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas

g: Aceleración de la gravedad

1. Factor de Zona (Z)

La Norma E.030, clasifica factores de zona (z), el cual se desarrolla como la aceleración máxima en suelo rígido considerando una probabilidad de 10% de ser excedidos en 50 años. (Norma E.030, 2016).

Tabla 15. Zonificación sísmica del Perú

tipo de zona	factor z
zona 3	0.35
zona 2	0.25
zona 1	0.10

Para el caso de nuestro estudio, se usará la zona 2. Por encontrarnos ubicados en el departamento de Junín, asignando el valor de $Z = 0.25$.

2. Condiciones geotécnicas

La norma E.030, estima cuatro tipos de perfil de suelo, a ello se asocia un factor de amplificación S y un parámetro T_p .

Para la ejecución de la presente tesis, se demostró que el suelo sobre el que se encuentra el módulo B es del tipo S2(suelo intermedio), obteniendo como datos para el análisis sísmico los siguientes datos: $S=1.2$ y $T_p=0.6$

3. Factor de Amplificación Sísmica(C)

Al diseñar una estructura es fundamental que durante un terremoto se determine la máxima aceleración que alcanzaría una estructura y esto depende de la aceleración que recibe en su base así como su periodo fundamental de vibración (T). Para encontrar el cociente entre el valor máximo de la aceleración en la estructura y el valor pico de la aceleración en su base, este tiene como denominación factor de amplificación que según la norma E.030 se representa como C :

$$C = 2.5 \times \frac{T_p}{T}, C \leq 2.5$$

Para el caso estudiado se obtiene:

$$C=2.5 \times \frac{0.6}{T}$$

$$C= 2.5 \times \frac{0.6}{0.18} = 8.33$$

4. Factor de Uso (U) y Categoría de las Edificaciones

La norma E.030 muestra la tabla de categoría de las edificaciones y su factor U, la cual usaremos para clasificar nuestra edificación.

El coeficiente de uso (U), va depender a qué tipo de categoría pertenece la edificación.

Para el desarrollo del presente estudio el tipo de clasificación es de categoría A, por ser un Centro Educativo, y el factor U, corresponde a 1,5.

5. Coeficiente de reducción sísmica (R)

Los sistemas estructurales se clasificarán de acuerdo a los materiales a usarse, y según esta clasificación se obtendrá un coeficiente de reducción de fuerza Sísmica (R).

El sistema estructural de la edificación a analizar es de concreto armado en ambas direcciones y predominantemente muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80% del cortante de la base por tal motivo le corresponde coeficiente R =6.

4.2.1.5.1. Modelo sísmico del edificio

Se realizó un modelamiento tridimensional del edificio donde se presentan los elementos estructurales como: vigas, columnas y losas:

Se usaron los parámetros sísmico ya indicados:

- Z= 0.25
- U=1.5
- C=8.33
- S=1.2
- R=6

4.2.5. Análisis estático

Este método representa las solicitaciones de sismicidad pueden ser representadas por un conjunto de fuerzas que serían aplicadas en los centros de gravedad de cada uno de los niveles, por lo general este método es aplicado a estructuras regulares y que no superen los 45 m de altura. (Norma E.030, 2016).

4.2.5.1. Periodo fundamental:

El cual se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_t}$$

Según la clasificación por el R.N.E. de la Norma E.030, para nuestro proyecto usaremos:

$C_t = 35$ para edificios cuyos elementos estructurales resistentes en la dirección considerada.

$$T = \frac{6.49}{35} = 0.18$$

4.2.6. Análisis dinámico

El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de combinación espectral para edificaciones convencionales o por medio de análisis tiempo—historia para edificaciones especiales. (Norma E.030, 2016)

Para nuestro caso usaremos el método de análisis de combinación modal espectral, con el método de aceleración Espectral, que nos indica: que para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo- aceleraciones definido por:

$$s_a = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) x g$$

Donde todo los elementos mencionados fueron desarrollados en los parámetros sísmicos.

4.2.7. Control de desplazamientos

El pabellón B, al tener un muro de contención solo en el eje B, generará esfuerzos torsionales al edificio, por ello se ha buscado que sea lo suficientemente rígido para que estos esfuerzos no sean perjudiciales. La Norma E.030-2018, en su artículo 20, nos limita la irregularidad torsional.

Así mismo, la norma menciona que si se tiene un máximo desplazamiento relativo (deriva de entre piso) menores al 50% del desplazamiento máximo permisible se obviará la irregularidad torsional.

El edificio se ha estructura de tal manera que los desplazamientos de entrepiso, sean menores al 0.0035. A continuación, se mostrará los desplazamientos obtenidos mediante software de cálculo ETABS.

4.2.7.1. Modelo estructural

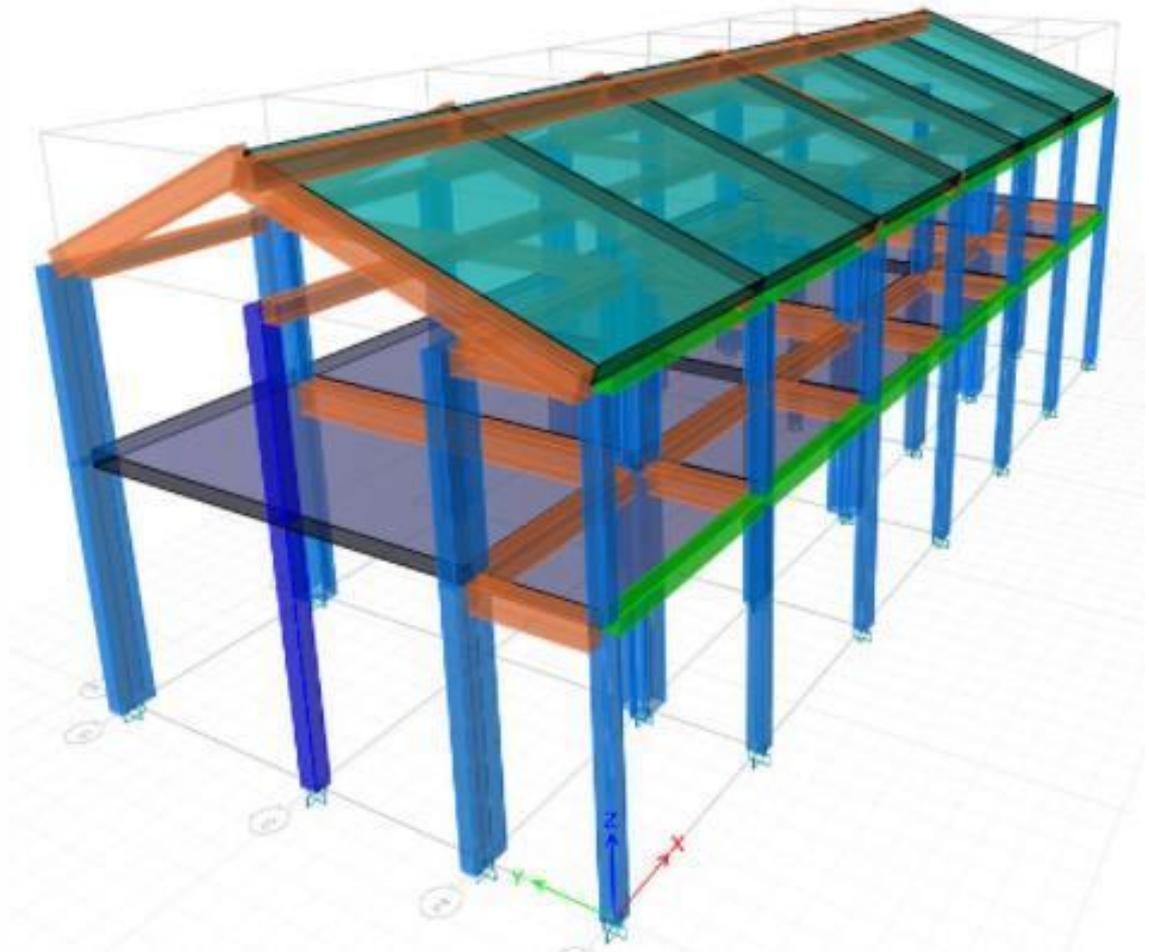
El análisis sísmico se realizó con el software ETABS-V18.

Características del modelo:

- Se definió el material de concreto armado con una $f'_c=280$ kg/cm², el acero de refuerzo con un $f_y= 4200$ kg/cm², albañilería estructural $f'_m=35$ kg/cm².

- Los muros de contención y los muros de albañilería se modelaron con elementos tipo Shell thin.
- Todas las columnas y las vigas se modelaron con elementos tipo frame.
- Las losas son de 25 cm. y se modelaron con elementos tipo membrane.
- Para asignar el peso de la estructura se tuvieron en cuenta las cargas por carga muerta y carga viva de la Norma E.020.
- Se asignó diafragma rígido teniendo tres grados de libertad por techo.
- Se incorporó al software el espectro de aceleraciones de la Norma E.030.
-

Figura 29. Modelo estructural



Fuente: Software ETABS

4.2.7.2. Cálculo de los desplazamientos

Tabla 16. Cálculo de los desplazamientos

Nivel	Altura	Desplazamiento elástico	Desplazamiento inelástico	Deriva de entre piso
01	4.2	0.0014	0.0063	0.0015

Fuente: propia

El segundo nivel no ha sido considerado para el cálculo de los desplazamientos, debido a que es un piso sin diafragma rígido porque tiene una inclinación que escapa de la teoría correspondiente a un diafragma rígido.

Como se muestra en la tabla n°13 el edificio es rígido teniendo una deriva de entre piso de 0.0015 que es menor a la mitad del máximo permitido en concreto armado de 0.0035. Con esto demostramos que la losa no será afectada por el muro de contención y se generará poca torsión en planta.

Se ha visto importante calcular la irregularidad torsional aunque ya hayamos cumplido con la irregularidad torsional estipulada por la norma.

4.2.7.3. Cálculo de la irregularidad torsional

Toda edificación tiene una irregularidad torsional natural, debido a la configuración del edificio (distribución de los elementos verticales). Así mismo la norma E.030, nos sugiere implementar al edificio una irregularidad accidental, esto por motivos de seguridad.

La irregularidad accidental se calculará de la siguiente manera:

$$M_{\text{accidental}} = F_i \times (0.05 \times L)$$

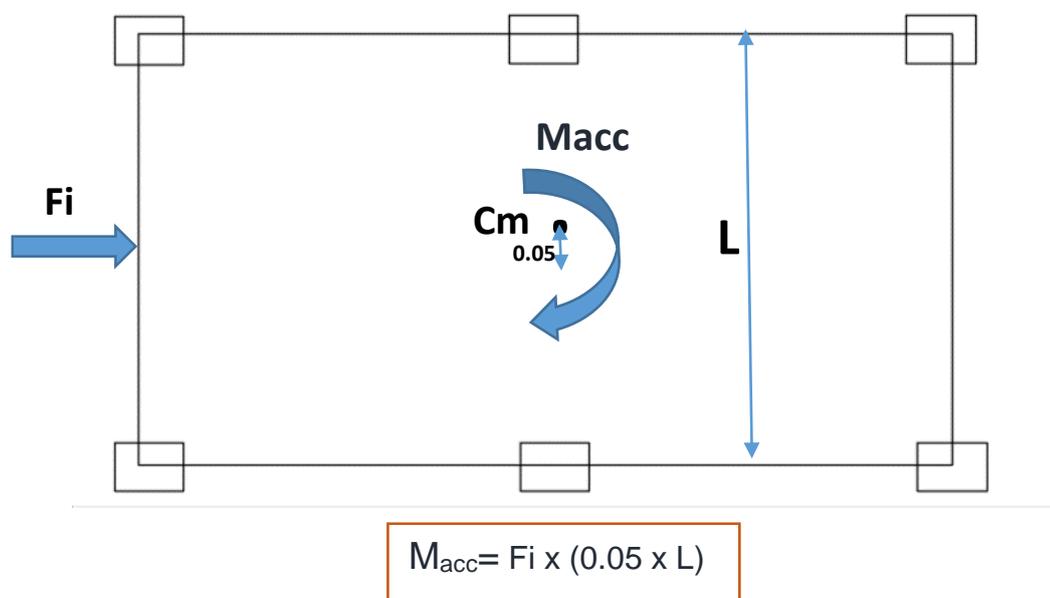
Donde:

L= distancia perpendicular a la fuerza sísmica

F_i= fuerza sísmica

y se ejemplifica de la siguiente manera:

Figura 30. Momento accidental



Fuente: propia

La norma E.030, nos limita la irregularidad torsional a las siguientes expresiones:

Irregularidad Torsional

$$\Delta_{\max} = 1.3 \left(\frac{\Delta_{\max} + \Delta_{\min}}{2} \right)$$

Irregularidad Torsional Extrema

$$\Delta_{\max} = 1.5 \left(\frac{\Delta_{\max} + \Delta_{\min}}{2} \right)$$

Con ayuda del software se ha calculado la irregularidad torsional, teniendo valores mayores al 1.5 (ver tabla 14). Según este resultado todo indicaría que la estructura tiene irregularidad torsional pero al haber limitado el desplazamiento relativo a la mitad del máximo permitido 0.0035, esta verificación sería secundaria.

Tabla 17. Cálculo de la irregularidad torsional

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label
Story1	Sex	LinStatic	Step By Step	1	Diaph D1 X	0.000176	0.000103	1.712	88
Story1	Sex	LinStatic	Step By Step	2	Diaph D1 X	0.000189	0.000109	1.73	88
Story1	Sey	LinStatic	Step By Step	1	Diaph D1 Y	0.000321	0.0003	1.071	62
Story1	Sey	LinStatic	Step By Step	2	Diaph D1 Y	0.000321	0.0003	1.071	88

Fuente: Software ETABS

4.3. Análisis y Diseño del muro tipo celular

El muro tipo Celular está considerado dentro de la clasificación de muros de contención, y como tal sirve para sostener el empuje del terreno que va producir presión hacia el muro.

El muro de contención celular presenta apoyos en la parte superior e inferior, suministrado por la losa de entrepiso y su cimentación. Cuando hablamos de sus cargas de desarrollan de la siguiente manera: las cargas verticales provocan que el muro trabaje a flexo compresión, mientras que las cargas perpendiculares al muro provocan que el muro se comporte

como una los, de este modo puede trabajar unidireccional o bidireccional en función de la relación de sus lados y la posición de apoyo.

4.3.1. Muro tipo celular propuesto

Actualmente la I.E. presenta un muro de contención tipo voladizo ubicado al noroeste del terreno como parte de su cerco perimétrico que estabiliza el talud adyacente y perteneciente al asentamiento humano Juan Velazco Alvarado. Considerando una alternativa de diseño más eficiente que el prototipo convencional que se propuso y ejecutó en la I.E. Santa Ana, es que se pretende dar un nuevo diseño de muro de contención que va permitir estabilizar el terreno y a la vez formar parte del pabellón B, como se observa en la figura n°25, generando optimización estructural y funcional. La propuesta del muro Tipo Celular, con 0.25m de espesor, está diseñado según términos del reglamento ACI 318S-05, se considera una sobrecarga de 0.5 ton/m² por consideraciones de seguridad estructural.

4.3.2. Parámetros para el análisis y diseño de muro tipo celular

Para el diseño del muro de contención tipo celular se necesita realizar los estudios geotécnicos, que permitirán determinar el tipo de suelo que presenta el terreno, los parámetros geotécnicos para el cálculo del muro de contención tipo celular de acuerdo a la normatividad peruana y el ACI. Se obtendrán los parámetros que permitirán verificar el comportamiento estructural y tomar las medidas más adecuadas para poder mejorar el comportamiento del muro de contención y darle una óptima funcionabilidad que beneficiaría en costos, funcionalidad y mejoras estructurales al pabellón B de la I.E. Santa Ana. Los parámetros obtenidos para el desarrollo del muro serán los siguientes:

4.3.2.1. Normas técnicas empleadas

Las siguientes Normas serán aplicadas:

- Reglamento Nacional de Edificaciones, con la Norma Técnica de Edificación E-060 "Concreto Armado".
- Reglamento Nacional de Edificaciones, con la Norma Técnica de Edificación E-050 "Suelos y Cimentaciones".
- Reglamento Nacional de Edificaciones, con la Norma Técnica de Edificación E-020 "Cargas".
- Reglamento Nacional de Edificaciones, con la Norma Técnica de Edificación E-070 "Albañilería".
- Reglamento Nacional de Edificaciones, con la Norma Técnica de Edificación E-030 "Diseño Sismo Resistente".
- El Código del medio ambiente ACI-350
- Reglamento Para Concreto Estructural ACI 318S-05:14.5.3.2.: donde indica que el espesor mínimo de los muros es de 19cm, por lo general los diseños de muros son elaborados con espesores de 25 a 30cm.

4.3.2.2. Zonificación sísmica

Para la Institución Educativa Santa Ana, que está ubicada en el distrito de Perené, Provincia de Chanchamayo, departamento de Junín, la cual presenta una zona sísmica del tipo 3, con un factor de zona de 0.35g. considerándose como zona sísmica por la cercanía a la costa y la existencia de la falla del Huaytapallana.

4.3.2.3. Categoría de la edificación

Para las estructuras con uso educativo que son consideradas indispensables, perteneciendo a la categoría A según la norma sismorresistente E030, por lo que se usará el coeficiente $U=1.5$

4.3.2.4. Tipo de suelo

El estudio geotécnico de suelos que fue Elaborado y firmado por: Ing. Katherin Espíritu Veliz con Registro CIP: 133923 en octubre del 2019 para la Institución Educativa Santa Ana Provincia de Chanchamayo, los estudios de suelos que hemos solicitado es para nuestro estudio y análisis de la estructura. El presente estudio de suelos cuenta con las siguientes conclusiones:

Actualmente, el área que se viene estudiando tiene el área de suelo libre en el cual se ubica cerca el muro de contención voladizo existente, del cual se ha sacado la muestra, haciendo una excavación de 2.5 metros de profundidad, encontrándose arena bien graduada (SW) de color marrón claro en estado húmedo inestable en condición suelta. Para temas de estudio se usará el material que se encontró a 1.35 que presenta material terroso (SP), conformado por arena limo mediana denso, color marrón oscuro.

La profundidad de excavación para la cimentación será a 1.50 m en promedio con respecto al nivel del terreno existente. El relleno que cubrirá el muro será 1.50m con material de préstamo, el resto del material será parte del terreno existente que pertenece al asentamiento humano.

Para el dimensionamiento de la cimentación que en el proyecto se planteó con $D_f = 1.50\text{m}$.

Se utilizará:

$$Q_{adm} = 1.54\text{kg/cm}^2$$

Para el diseño del muro de contención tipo celular, lo primero que se debe realizar son estudios geotécnicos, con el desarrollo de Mecánica de Suelos que consiste en los estudios:

- Análisis granulométrico, para determinar la distribución del tamaño de partículas.
- El límite líquido ASTM D-4318, para hallar el contenido de agua entre los estados líquido y plástico
- Límite Plástico ASTM D-4318, para hallar el contenido de agua entre los estados plásticos y semisólidos.
- Corte Directo, para hallar el ángulo de fricción, cohesión, con el fin de determinar la capacidad portante.

4.3.2.5. Peso específico de los materiales

CONCRETO ARMADO

Resistencia del Concreto	: $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.
Módulo de elasticidad	: $E_c = 217370365 \text{ kg/cm}^2$. ($E = 15000^2 \sqrt{f'_c}$)
Módulo de Poison	: 0.2

ACERO

Resistencia del Acero	: $f'_c = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
Módulo de elasticidad	: $E_c = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

4.3.2.6. Datos para el empuje del suelo

El suelo va ejercer la presión sobre el muro y va ocasionar la deformabilidad del mismo. Considerando que el muro tipo Celular está restringido en la parte superior e inferior, por la losa y su cimentación, las deformaciones pasan a ser prácticamente nulas, entonces el tipo de empuje que actuaría sobre el muro es el de reposo (Calavera, 1989). Uno de los Métodos del cálculo del empuje del suelo es sustituir el diagrama de presiones triangulares por uno rectangular equivalente a 2/3 o 0.65 del empuje activo, calculado con: (Calavera, 1989).

$$Ca = (1 - \text{Sen}\phi)/(1 + \text{Sen}\phi) \cdot 0.65$$

Y considerando los datos siguientes, de acuerdo al estudio de mecánica de suelos:

Tabla 18: Datos de mecánica de suelos

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Ángulo de Fricción	ϕ	31°
Peso Específico del Suelo	γ	1.8 ton/m ³

Fuente: propia

Datos generales:

Tabla 19: Datos generales del muro tipo celular

DATOS GENERALES	VALOR
Peso Especifico del Suelo: γ =	1.8 ton/m ³
angulo de friccion : ϕ =	31°
sobrecarga : s/c =	1 ton/m ²
Altura de muro : Hm =	5m
Peralte de zapata : d =	0.50m
	t= 0.25m
	b cimiento= 1.80m

Fuente: propia

Carga distribuida

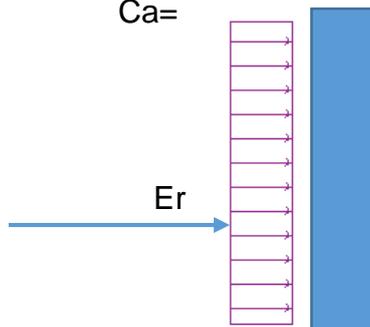
1° Se calcula la carga la cual será soportada por el muro.

Considerando que el Empuje del suelo, se encuentra en estado de reposo, usando como fórmula:

$$0.65Ca \cdot \gamma \cdot H.$$

Donde:

Ca=



Hallando Ca:

$$Ca = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = 0.32$$

$$\gamma = 1.8 \text{ Tn/m}^2$$

$$H = 4.6$$

Empuje por sobre carga:

$E_s/c = C_a \cdot W_s$

Carga última : $(1.4 \times P_p) + (1.7 \times (E_s/c + E_a))$

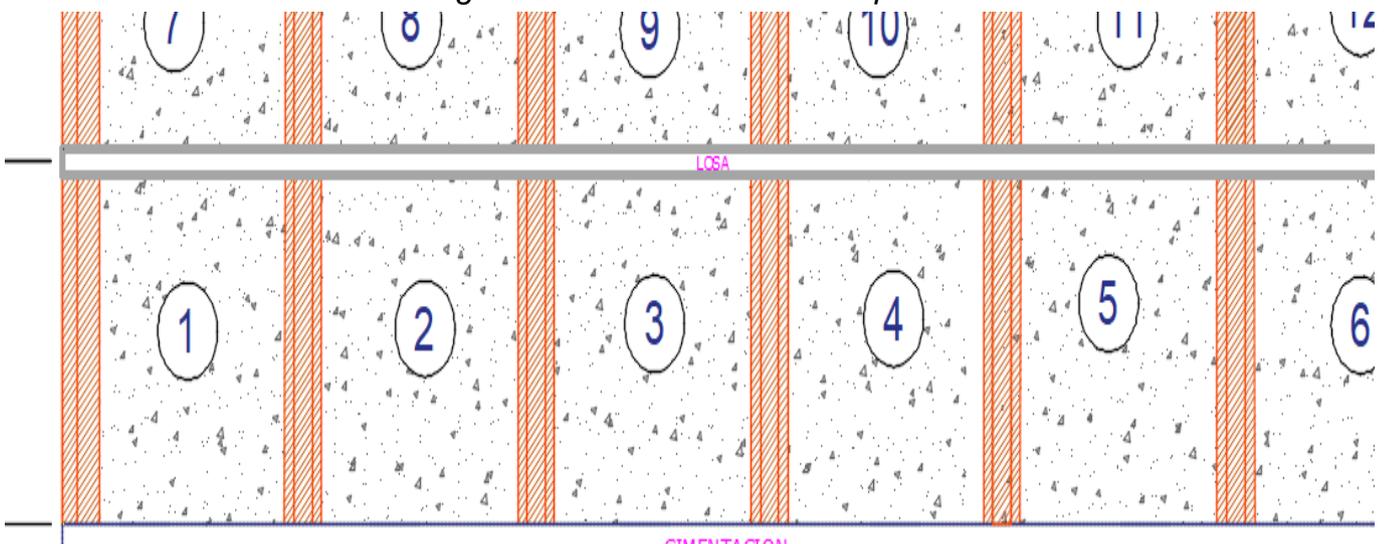
4.3.3. Análisis y Diseño por cálculo manual usando tablas kalmanok

Para diseñar el muro tipo celular, se ejecutará los cálculos de manera manual haciendo uso de las tablas de Kalmanok, a continuación se detalla cada paso para realizar el diseño.

Se observa en la figura 31, la elevación de lo que sería la construcción del muro tipo celular adecuados a la estructura de la I.E., esto nos va permitir distinguir los apoyos que presentan las losas a diseñar.

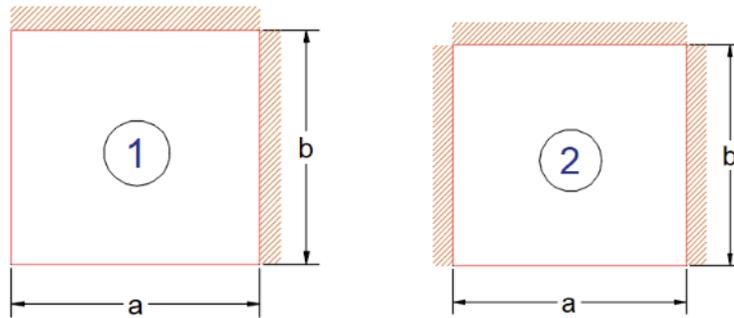
En este caso se tiene un muro de contención de 6 tramos tipo Celular, las dos del extremo (1,6) tienen la misma distancia y tipo de apoyo; la primera y sexta losa es rectangular libremente apoyado en tres de sus lados y empotrado en el cuarto lado, demandada por una carga uniformemente distribuida, ver figura 26a. La segunda, tercera, cuarta y quinta losa son de una placa rectangular libremente apoyado en dos de sus lados opuestos y empotrados en los dos restantes, demandado por una carga uniformemente distribuida, ver figura 32. La losa superior y cimiento, influenciarían al muro como apoyos simples.

Figura 31. Elevación de muro tipo celular



fuelle (Propia)

Figura 32. Placa rectangular



fuelle (Propia)

El comportamiento de un muro de sótano debido al empuje de la tierra tiende a ser analizado como si fuera una losa maciza ya sea unidireccional o bidireccional, esto dependerá de la relación de luces que tenga la losa. Para la presente tesis, se tiene paños casi cuadrados por lo que se trabajará como una losa bidireccional. Para el cálculo del muro se usará las tablas de kalmanoc, que es el adecuado para losas bidireccionales.

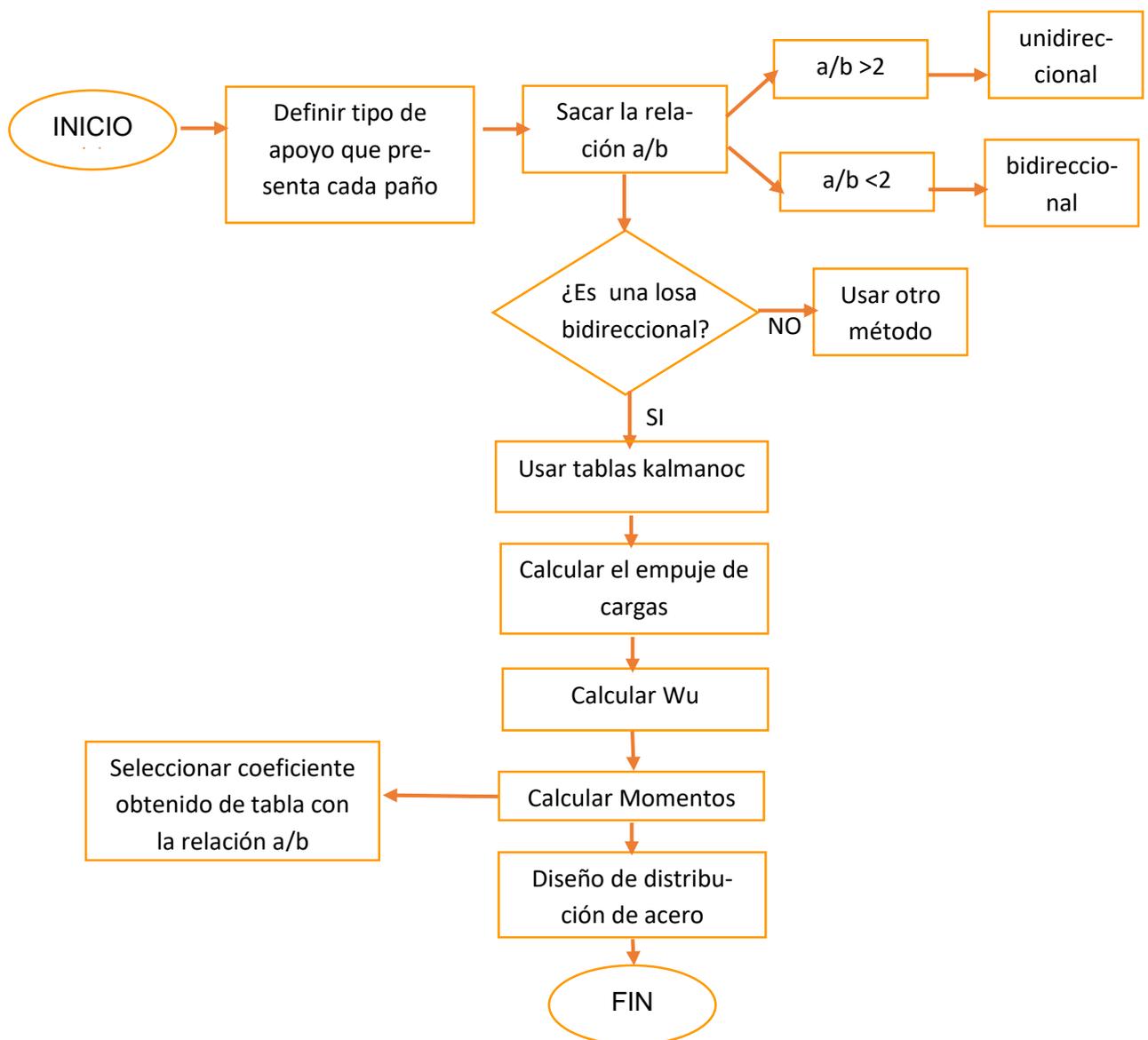
El muro de Sótano, estará en un estado de reposo, por lo que sus deflexiones son despreciables. La carga de empuje proveniente de la tierra, será idealizado como una carga uniformemente distribuida al estar en un estado de reposo.

La sobrecarga considera para el diseño del muro será de 500 kg/m^2 , ya que solo existen viviendas a una distancia de 12 m a la edificación.

Para generar una estabilidad de la tierra que incide en el muro se plantea la construcción de una vereda en todo el contorno del muro.

Para el cálculo Estructural del muro, se plantea los siguientes pasos:

Figura 33. Flujograma para el cálculo del muro tipo celular usando tablas kalmanoc



Fuente: propia

Tabla 20: Cuadro de las dimensiones de cada paño de Losa

PAÑO DE LOSA	DIMENSIONES	
	a	b
1	3.78m	3.63m
2	3.78m	3.63m
3	3.78m	3.63m
4	3.48m	3.63m
5	4.07m	3.63m
6	3.77m	3.63m
7	3.78m	2.87m
8	3.78m	2.87m
9	3.78m	2.87m
10	3.48m	2.87m
11	4.07m	2.87m
12	3.77m	2.87m

Fuente: Propia

1er Paso: Se precisó el tipo de apoyo que presentará cada paño de muro para posteriormente identificar que tabla se usará, según las tablas de kalmanok, secuencialmente se sacó la relación (a/b):

$$\frac{a}{b}$$

donde:

En el numerador siempre ira el lado menor, ya sea “a” o “b”, para nuestro caso el lado menor será “a”.

Calculando para Losa n°01:

$$\frac{a}{b} = \frac{3.78}{3.63} = 1.04$$

Como la relación siempre tiene que ser menor a 1, se usará la relación b/a.

$$\frac{b}{a} = \frac{3.63}{3.78} = 0.96$$

Al calcular este dividendo nos damos cuenta que la losa tendrá un comportamiento bidireccional.

2do Paso: Se calculó las fuerzas que inciden en el muro (empuje de tierra y sobrecarga), teniendo en consideración las pautas anteriormente mencionadas. El cálculo de las fuerzas se realizó para una franja de un metro.

Esuelo + Es/c =Empuje del suelo + Empuje de sobrecarga

Para el cálculo del peso que incide sobre el muro debido a las cargas de empuje de la tierra y la sobrecarga se tomará como si estas actúen uniformemente distribuidas. (Harmsen, 2012), plantea que para el empuje del terreno se tome como si esta actuara uniformemente distribuida, con la siguiente expresión:

$$0.65 \text{ Ca.Y.H}$$

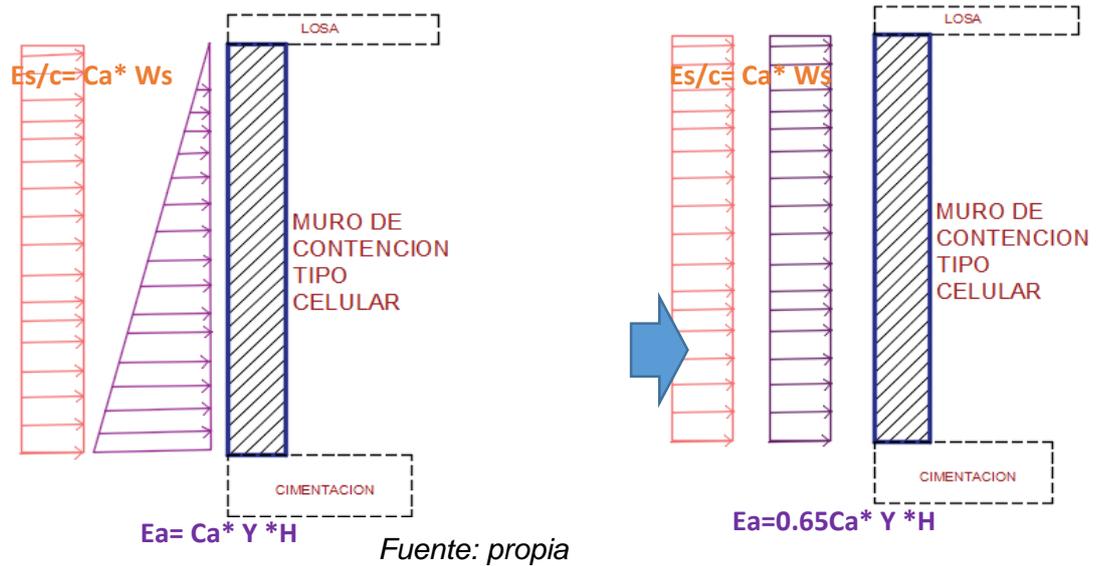
Donde:

Ca: Coeficiente activo del terreno

Y: peso específico del terreno

H: Altura total de tierra que incide sobre el muro.

Figura 34. Cargas uniformemente distribuidas en el muro



Hallando empuje del terreno:

$$Ea = 0.65 * Ca * Y * H$$

$$Ea = 0.65 * 0.32 * 1.80 * 6.50 = 2.433 \text{ ton/m}^2$$

Hallando empuje de la sobre carga:

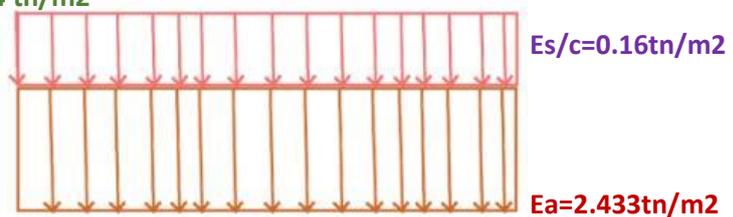
$$Es/c = Ca * Ws$$

$$Es/c = 0.32 * 0.5 = 0.16 \text{ ton/m}^2$$

$$Esuelo + Es/c = 2.433 + 0.16 = 2.594 \text{ ton/m}^2$$

Figura 35. Cargas uniformemente distribuidas convertido para empuje pasivo

$$E_{total} = 2.594 \text{ tn/m}^2$$



Fuente: propia

3ro Paso: El tercer paso es hallar la carga ultima amplificada Wu

$$Wu = 1.7 Ps + s/c = 1.7 * 2.594$$

$$Wu = 4.41 \text{ tn/m}^2$$

4to Paso: El cuarto paso es realizar el Cálculo de momentos, para ello usaremos las tablas de kalmanoc, (ver Anexo 07). Para este caso de losa n°01, usaremos la Tabla 15. Ver figura 28.

Considerando $b/a = 0.96$

Tabla 21. Tabla 15 de kalmanoc para momento negativo

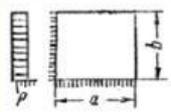


Tabla 15. — Placa rectangular, libremente apoyada en dos lados contiguos y empotrada en los dos restantes, solicitada por una carga uniformemente distribuida.

	w_{cp}	M_a^0	M_b^0	$M_{a\ cp}$	$M_{b\ cp}$	M_0	R_{2a}	R_{2b}	R_{1a}	R_{1b}
0,50	0,00488	-0,1177	-0,0782	0,0560	0,0079	$\pm 0,0443$	0,350	0,157	0,967	0,526
0,55	0,00444	-0,1136	-0,0779	0,0579	0,0105	$\pm 0,0440$	0,350	0,158	0,919	0,458
0,60	0,00418	-0,1093	-0,0776	0,0596	0,0130	$\pm 0,0436$	0,350	0,158	0,756	0,403
0,65	0,00390	-0,1047	-0,0773	0,0602	0,0153	$\pm 0,0430$	0,350	0,159	0,670	0,356
0,70	0,00360	-0,0996	-0,0768	0,0626	0,0171	$\pm 0,0421$	0,350	0,159	0,604	0,315
0,75	0,00333	-0,0940	-0,0762	0,0630	0,0188	$\pm 0,0411$	0,349	0,160	0,545	0,279
0,80	0,00308	-0,0882	-0,0746	0,0635	0,0203	$\pm 0,0399$	0,348	0,161	0,493	0,248
0,85	0,00285	-0,0823	-0,0731	0,0632	0,0216	$\pm 0,0386$	0,346	0,162	0,447	0,222
0,90	0,00258	-0,0772	-0,0714	0,0621	0,0226	$\pm 0,0370$	0,344	0,163	0,406	0,200
0,95	0,00234	-0,0721	-0,0694	0,0602	0,0230	$\pm 0,0352$	0,341	0,163	0,370	0,180
1,00	0,00210	-0,0677	-0,0671	0,0584	0,0234	$\pm 0,0333$	0,338	0,162	0,338	0,162
0,95	0,00234	-0,0690	-0,0721	0,0620	0,0202	$\pm 0,0333$	0,370	0,160	0,341	0,163
0,90	0,00258	-0,0734	-0,0714	0,0626	0,0201	$\pm 0,0370$	0,406	0,160	0,344	0,163
0,85	0,00285	-0,0781	-0,0825	0,0616	0,0222	$\pm 0,0355$	0,447	0,159	0,346	0,162
0,80	0,00308	-0,0841	-0,0882	0,0603	0,0235	$\pm 0,0320$	0,493	0,148	0,348	0,161
0,75	0,00333	-0,0910	-0,0980	0,0588	0,0260	$\pm 0,0411$	0,545	0,149	0,349	0,160
0,70	0,00360	-0,0968	-0,1050	0,0571	0,0280	$\pm 0,0421$	0,604	0,145	0,350	0,159
0,65	0,00390	-0,0773	-0,1017	0,0553	0,0462	$\pm 0,0430$	0,670	0,156	0,350	0,159

Fuente: A. Muñoz. Análisis estructural 2

Momento negativo en a:

$$M_u = (C) * (Dm^2) * (Wu)$$

Donde:

C: Coeficiente obtenido de la tabla de kalmanoc.

D: Dimensión menor del paño (b)

WU: Carga ultima amplificada

$$Mu - = 0.0695 * (3.63^2) * 4.41$$

$$Mu - = -4.04$$

Momento positivo en a: Usaremos la Tabla 15. Ver figura 30.

Tabla 22. Tabla 15 de kalmanok para momento positivo

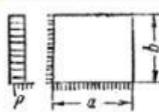


Tabla 15. — Placa rectangular, libremente apoyada en dos lados contiguos y empotrada en los dos restantes, solicitada por una carga uniformemente distribuida.

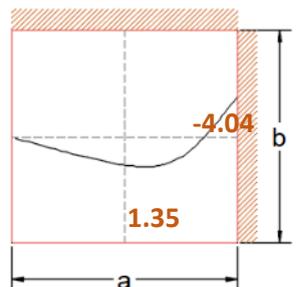
	w_{cp}	M_a^0	M_b^0	$M_{a\ cp}$	$M_{b\ cp}$	M_u	R_{a3}	R_{b3}	R_{a3}	R_{b3}
0,50	0,00458	-0,1177	-0,0782	0,0560	0,0070	$\pm 0,0453$	0,250	0,157	0,067	0,516
0,55	0,00444	-0,1136	-0,0773	0,0579	0,0105	$\pm 0,0440$	0,250	0,158	0,103	0,458
0,60	0,00418	-0,1093	-0,0770	0,0616	0,0130	$\pm 0,0436$	0,250	0,158	0,156	0,403
0,65	0,00390	-0,1047	-0,0773	0,0662	0,0153	$\pm 0,0430$	0,250	0,159	0,219	0,356
0,70	0,00360	-0,0996	-0,0768	0,0715	0,0171	$\pm 0,0421$	0,250	0,159	0,291	0,315
0,75	0,00333	-0,0940	-0,0759	0,0769	0,0188	$\pm 0,0411$	0,249	0,160	0,370	0,279
0,80	0,00308	-0,0882	-0,0746	0,0825	0,0203	$\pm 0,0409$	0,248	0,161	0,453	0,248
0,85	0,00283	-0,0823	-0,0731	0,0882	0,0216	$\pm 0,0398$	0,246	0,162	0,541	0,222
0,90	0,00258	-0,0773	-0,0714	0,0921	0,0226	$\pm 0,0390$	0,244	0,163	0,633	0,200
0,95	0,00234	-0,0724	-0,0696	0,0952	0,0232	$\pm 0,0382$	0,241	0,163	0,729	0,180
1,00	0,00210	-0,0677	-0,0677	0,0977	0,0234	$\pm 0,0373$	0,238	0,162	0,828	0,162
0,95	0,00234	-0,0696	-0,0721	0,0922	0,0232	$\pm 0,0382$	0,240	0,163	0,729	0,180
0,90	0,00258	-0,0714	-0,0714	0,0921	0,0226	$\pm 0,0370$	0,244	0,163	0,633	0,200
0,85	0,00283	-0,0731	-0,0731	0,0882	0,0216	$\pm 0,0355$	0,246	0,162	0,541	0,222
0,80	0,00308	-0,0746	-0,0746	0,0825	0,0203	$\pm 0,0335$	0,248	0,161	0,453	0,248
0,75	0,00333	-0,0759	-0,0759	0,0769	0,0188	$\pm 0,0311$	0,249	0,160	0,370	0,279
0,70	0,00360	-0,0768	-0,0768	0,0715	0,0171	$\pm 0,0281$	0,250	0,159	0,291	0,315
0,65	0,00390	-0,0773	-0,0773	0,0662	0,0153	$\pm 0,0246$	0,250	0,158	0,219	0,356

Fuente: A. Muñoz. Análisis estructural 2

$$Mu + = 0.0232 * (3.63^2) * 4.41$$

$$Mu += 1.35$$

Figura 36. Diagrama de momentos negativos



Fuente: propia

Momento Vertical: Usaremos la Tabla 15. Ver figura 32

Tabla 23. Tabla 15 de kalmanoc para momento vertical

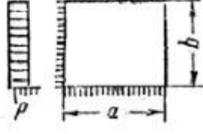


Tabla 15. — Placa rectangular, libremente apoyada en dos lados contiguos y empotrada en los dos restantes, solicitada por una carga uniformemente distribuida.

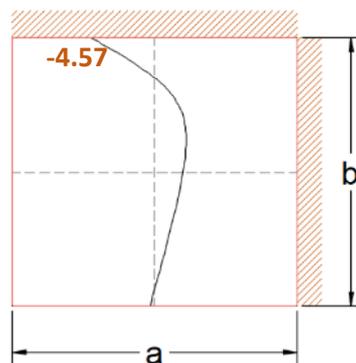
	w_{cp}	M_a^0	M_b^0	$M_{a\ cp}$	$M_{b\ cp}$	M_u	R_{aa}	R_{ac}	R_{ba}	R_{bc}
0,50	0,00168	-0,1177	-0,0782	0,0560	0,0079	$\pm 0,0443$	0,350	0,157	0,967	0,526
0,55	0,00444	-0,1136	-0,0779	0,0529	0,0105	$\pm 0,0440$	0,350	0,158	0,849	0,458
0,60	0,00418	-0,1093	-0,0776	0,0496	0,0130	$\pm 0,0436$	0,350	0,158	0,756	0,403
0,65	0,00390	-0,1047	-0,0773	0,0462	0,0153	$\pm 0,0430$	0,350	0,159	0,670	0,356
0,70	0,00360	-0,0996	-0,0768	0,0426	0,0171	$\pm 0,0421$	0,350	0,159	0,604	0,315
0,75	0,00333	-0,0940	-0,0769	0,0390	0,0188	$\pm 0,0411$	0,349	0,160	0,545	0,279
0,80	0,00308	-0,0882	-0,0746	0,0355	0,0203	$\pm 0,0399$	0,348	0,161	0,493	0,248
0,85	0,00283	-0,0825	-0,0731	0,0322	0,0216	$\pm 0,0385$	0,346	0,162	0,447	0,222
0,90	0,00258	-0,0773	-0,0714	0,0291	0,0226	$\pm 0,0370$	0,344	0,163	0,406	0,200
0,95	0,00234	-0,0724	-0,0696	0,0262	0,0232	$\pm 0,0353$	0,341	0,163	0,370	0,180
1,00	0,00210	-0,0677	-0,0677	0,0234	0,0234	$\pm 0,0333$	0,338	0,162	0,338	0,162
0,95	0,00234	-0,0696	-0,0724	0,0262	0,0232	$\pm 0,0353$	0,370	0,160	0,341	0,163
0,90	0,00258	-0,0773	-0,0773	0,0226	0,0291	$\pm 0,0370$	0,406	0,200	0,344	0,163
0,85	0,00283	-0,0731	-0,0731	0,0216	0,0322	$\pm 0,0385$	0,447	0,222	0,346	0,162
0,80	0,00308	-0,0746	-0,0882	0,0203	0,0355	$\pm 0,0399$	0,493	0,248	0,348	0,161
0,75	0,00333	-0,0769	-0,0940	0,0188	0,0390	$\pm 0,0411$	0,545	0,279	0,349	0,160
0,70	0,00360	-0,0768	-0,1056	0,0171	0,0426	$\pm 0,0421$	0,604	0,315	0,350	0,159
0,65	0,00390	-0,0773	-0,1047	0,0153	0,0462	$\pm 0,0430$	0,670	0,356	0,350	0,159

Fuente: A. Muñoz. Análisis estructural 2

$$M_u v = -0.0726 \cdot (3.63^2) \cdot 4.41$$

$$M_u v = -4.22$$

Figura 37. Diagrama de momento vertical



Fuente: propia

5to Paso: Finalmente ya teniendo hallado los momentos, se realizará el diseño para el cálculo de Acero.

Tabla 24. Diseño de distribución de acero-paño 1

Mu -h -4.02 tn-m2	Mu +h 1.34 tn-m2	Mu -h -4.18 tn-m2
Asmin = 0.0018 x b x h	Asmin = 0.0018 x b x h	Asmin = 0.0018 x b x h
b= 100	b= 100	b= 100
h= 25	h= 25	h= 25
Asmin = 4.50 cm2	Asmin = 4.50 cm2	Asmin = 4.50 cm2
Hallando As con Mu	Hallando As con Mu	Hallando As con Mu
As= 2.00	As= 0.66	As= 2.08
s= 28.22	s= 28.22	s= 28.22
5/8" cada 25cm	1/2" cada 25cm	1/2" cada 25cm

Fuente: propia

Se siguió el mismo procedimiento para el resto de las losas de la Figura 25., teniendo en cuenta que la primera y la última losa (1, 6, 7 y 12) son iguales al tener el apoyo en dos lados y empotrados en los otros dos lados, de la misma forma la 2da, 3ra, 4ta, 5ta, 7ma, 8va, 9na, 10ma, 11ava losa presentan un lado apoyados y tres lados empotrados.

Calculando para losa n°04:

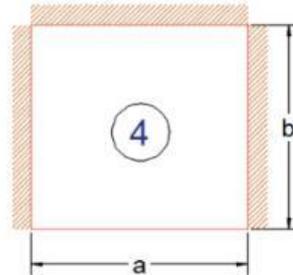
- Hallando a/b:

$$\frac{a}{b} = \frac{3.78}{3.63} = 1.32$$

Como la relación siempre tiene que ser menor a 1, se usará la relación b/a.

$$\frac{b}{a} = \frac{3.63}{3.78} = 0.96$$

Figura 38: placa rectangular empotrada en tres de sus lados y apoyada en el restante



Fuente: propia

- Hallando el Empuje

$$Ea = 0.65 * 0.32 * 1.80 * 6.50 = 2.43 \text{ ton/m}^2$$

$$Es/c = 0.32 * 0.5 = 0.16 \text{ ton/m}^2$$

$$Esuelo + Es/c = 2.43 + 0.16 = 2.60 \text{ ton/m}^2$$

- Hallando la carga amplificada:

$$Wu = 1.7 Ps + s/c = 1.7 * 2.60$$

$$Wu = 4.42 \text{ tn/m}^2$$

- Cálculo de momentos, para ello usaremos las tablas de kalmanoc.

Tabla 25. Cuadro acondicionado extraído de las tablas kalmanoc

		M_a^-	M_a^+	M_b^-	M_b^+
b/a	1.00	-0.0596	0.0228	-0.0551	0.0167
	0.95	-0.0626	0.0230	-0.0599	0.0193
	0.90	-0.0655	0.0231	-0.0652	0.0222

Fuente: PUCP- Análisis estructural

- **Momento en a-** = (Interpolar valor de b/a)

$$Ma = -0.0627 * (3.63^2) * 4.42$$

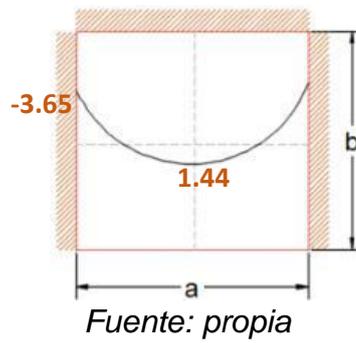
$$Mu = -3.65$$

Momento en a+

$$M_{u+} = 0.0247 * (3.63^2) * 4.42$$

$$M_{u+} = 1.44$$

Figura 39: Diagrama de momento horizontal "a"

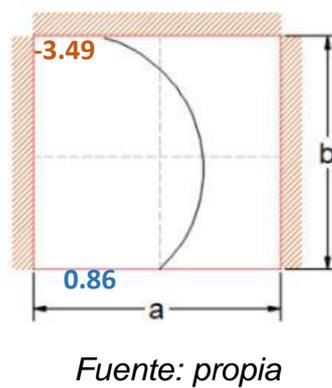


• **Momento en b-**

$$M_{u v} = -0.0597 * (3.63^2) * 4.42$$

$$M_{u v} = -3.48$$

Figura 40: Diagrama de momento vertical "b"



- Cálculo del diseño de distribución de acero.

Tabla 26. Diseño de distribución de acero -paño 04

Mu -h -4.04 tn-m2	Mu +h 1.35 tn-m2	Mu -v -4.22 tn-m2
Asmin = 0.0018 x b x h	Asmin = 0.0018 x b x h	Asmin = 0.0018 x b x h
b= 100	b= 100	b= 100
h= 25	h= 25	h= 25
Asmin = 4.50 cm2	Asmin = 4.50 cm2	Asmin = 4.50 cm2
Hallando As con Mu	Hallando As con Mu	Hallando As con Mu
As= 2.01	As= 3.45	As= 1.63
s= 28.22	s= 28.22	s= 28.22
1/2" cada 26cm	1/2" cada 25cm	1/2" cada 25cm

Fuente: propia

Calculando para losa n°07:

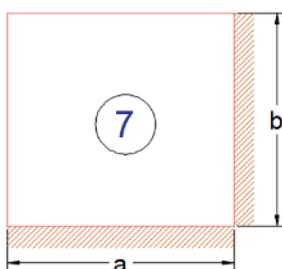
- Hallando a/b:

$$\frac{a}{b} = \frac{3.78}{2.87} = 1.32$$

Como la relación siempre tiene que ser menor a 1, se usará la relación b/a.

$$\frac{b}{a} = \frac{2.87}{3.78} = 0.76$$

Figura 41: placa rectangular empotrada en dos de sus lados y apoyada en los dos restante



Fuente: propia

- Hallando el Empuje

$$Ea = 0.65 * 0.32 * 1.80 * 6.50 = 2.43 \text{ ton/m}^2$$

$$Es/c = 0.32 * 0.5 = 0.16 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{\text{suelo}} + Es/c = 2.43 + 0.16 = 2.60 \text{ ton/m}^2$$

- Hallando la carga amplificada:

$$Wu = 1.7 Ps + s/c = 1.7 * 2.60$$

$$Wu = 4.42 \text{ tn/m}^2$$

- Cálculo de momentos, para ello usaremos las tablas de kalmanok.

Tabla 27. Cuadro acondicionado extraído de la tabla n°15 de kalmanok

		M_a^-	M_a^+	M_b^-	M_b^+
b/a	0.80	-0.0746	0.0203	-0.0892	0.0355
	0.75	-0.0759	0.0188	-0.094	0.039
	0.70	-0.0768	0.0171	-0.0996	0.0426

Fuente: PUCP- Análisis estructural

- Momento en a-** = (Interpolar valor de a/b)

$$Ma - = -0.0757 * (2.87^2) * 4.42$$

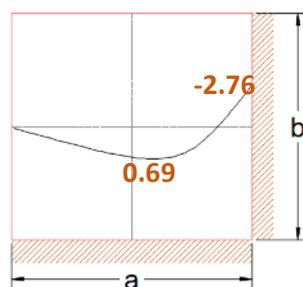
$$Mu - = -2.76$$

- Momento en a+**

$$Mu + = 0.0190 * (2.87^2) * 4.42$$

$$Mu += 0.69$$

Figura 42: Diagrama de momento horizontal "a"



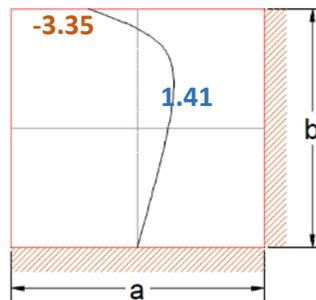
Fuente: propia

- **Momento en b-**

$$Mu v = -0.0840 * (2.87^2) * 4.42$$

$$Mu v = -3.35$$

Figura 43: Diagrama de momento vertical "b"



Fuente: propia

- Cálculo del diseño de distribución de acero.

Tabla 28. Diseño de distribución de acero -paño 07

Mu -h -2.76 tn-m2	Mu +h 0.69 tn-m2	Mu -v -3.35 tn-m2
Asmin = 0.0018 x b x h	Asmin = 0.0018 x b x h	Asmin = 0.0018 x b x h
b= 100	b= 100	b= 100
h= 25	h= 25	h= 25
Asmin = 4.50 cm2	Asmin = 4.50 cm2	Asmin = 4.50 cm2
Hallando As con Mu	Hallando As con Mu	Hallando As con Mu
As= 1.36	As= 0.34	As= 1.66
s= 28.22	s= 28.22	s= 28.22
1/2" cada 26cm	1/2" cada 25cm	1/2" cada 25cm

Fuente: propia

Calculando para losa n°11:

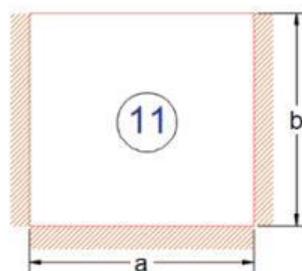
- Hallando a/b:

$$\frac{a}{b} = \frac{3.78}{2.87} = 1.32$$

Como la relación siempre tiene que ser menor a 1, se usará la relación b/a .

$$\frac{b}{a} = \frac{2.87}{3.78} = 0.76$$

Figura 44: placa rectangular empotrada en tres de sus lados y apoyada en el restante



Fuente: propia

- Hallando el Empuje

$$Ea = 0.65 * 0.32 * 1.80 * 6.50 = 2.43 \text{ ton/m}^2$$

$$Es/c = 0.32 * 0.5 = 0.16 \text{ ton/m}^2$$

$$Esuelo + Es/c = 2.43 + 0.16 = 2.60 \text{ ton/m}^2$$

- Hallando la carga amplificada:

$$Wu = 1.7 Ps + s/c = 1.7 * 2.60$$

$$Wu = 4.42 \text{ tn/m}^2$$

- Cálculo de momentos, para ello usaremos las tablas de kalmanoc.

Tabla 29. Cuadro acondicionado extraído de las tablas kalmanoc

		M_a^-	M_a^+	M_b^-	M_b^+
b/a	0.80	-0.0706	0.0224	-0.0773	0.0289
	0.75	-0.0727	0.0214	-0.0839	0.0327
	0.70	-0.0743	0.0198	-0.0907	0.0368

Fuente: PUCP- Análisis estructural

- **Momento en a-** = (Interpolar valor de a/b)

$$Ma - = -0.0728 * (2.87^2) * 4.42$$

$$Mu - = -2.65$$

- **Momento en a+**

$$Mu + = 0.0217 * (2.87^2) * 4.42$$

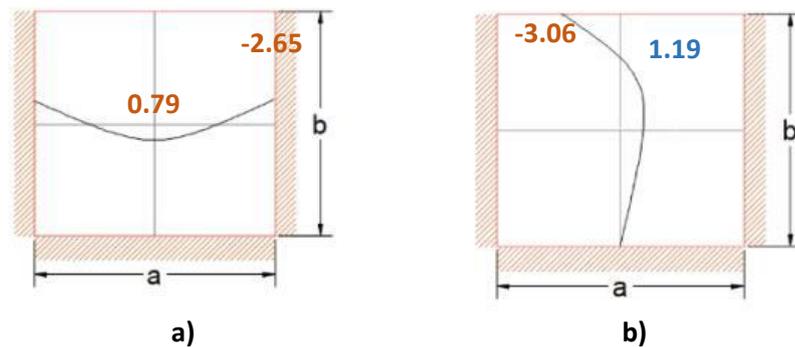
$$Mu += 0.79$$

- **Momento en b-**

$$Mu v = -0.0840 * (2.87^2) * 4.42$$

$$Mu v = -3.06$$

Figura 45: Diagrama de momento "a" y "b"



Fuente: propia

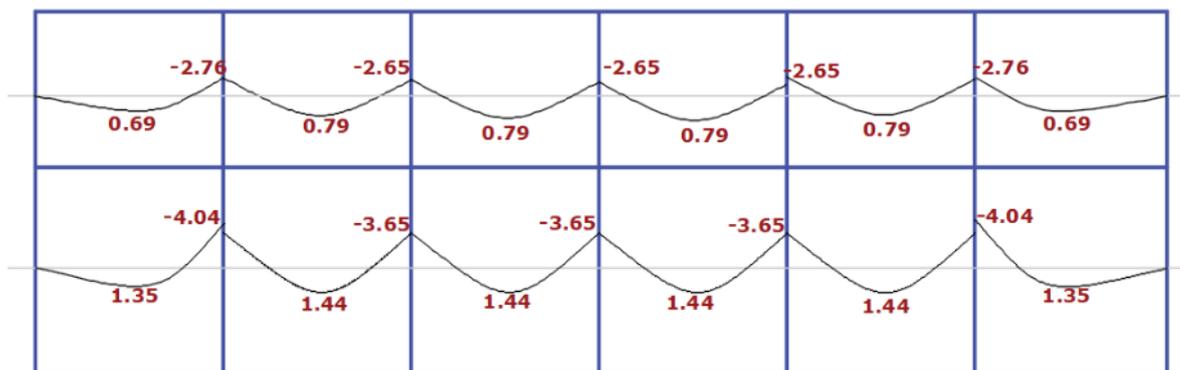
- Cálculo del diseño de distribución de acero.

Tabla 30. diseño de distribución de acero -paño 11

Mu -h -2.65 tn-m2	Mu +h 0.79 tn-m2	Mu -v -3.06 tn-m2
Asmin = 0.0018 x b x h	Asmin = 0.0018 x b x h	Asmin = 0.0018 x b x h
b= 100	b= 100	b= 100
h= 25	h= 25	h= 25
Asmin = 4.50 cm2	Asmin = 4.50 cm2	Asmin = 4.50 cm2
Hallando As con Mu	Hallando As con Mu	Hallando As con Mu
As= 1.31	As= 0.39	As= 1.51
s= 28.22	s= 28.22	s= 28.22
5/8" cada 25cm	1/2" cada 25cm	1/2" cada 25cm

Fuente: propia

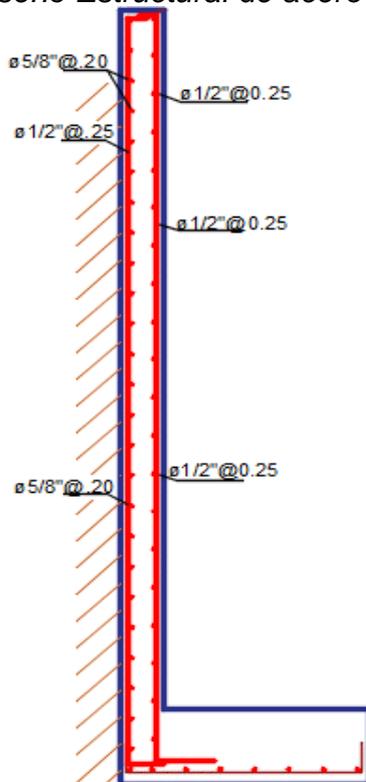
Figura 46. Momentos en "X"



Fuente: propia

El paño 1 y 6 del muro del primer nivel y de igual forma los paños 7 y 12, al tener la misma geometría y lo mismos elementos de borde se tendrá una misma distribución de aceros. Los paños 2,3,4,5, 8, 9, 10 y 11 son similares en geometría e iguales en elementos de borde por lo que se tomará los paños ya desarrollados anteriormente (paño 01, 04 y 11) de los cuales se usará la misma distribución de aceros para el resto de los paños.

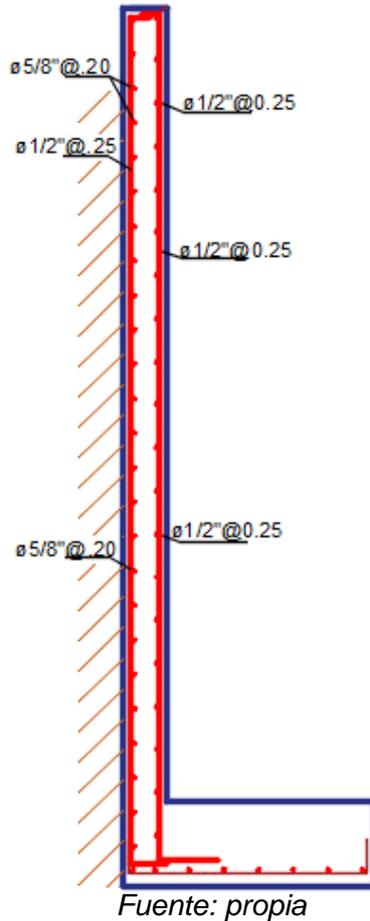
Figura 47. Diseño Estructural de acero del paño 1 y 6



Fuente: propia

Fuente: propia

Figura 48: Diseño Estructural de acero del paño 2,3,4,5



4.3.4. Diseño manual de muro tipo celular según el JOINT comitee asce-aci1940

Este método es aplicable sólo a losas armadas en dos sentidos, apoyadas en vigas o en muros (Harmsem, 2012).

Para el diseño de los paños del muro tipo celular se deben definir los siguientes parámetros:

l_s : luz menor del paño analizado medida eje a eje de los apoyos o luz libre mas dos veces el espesor de la losa, el que sea menor

l_1 : luz mayor del paño analizado (usar el mismo criterio de la menor)

W_u : carga amplificada uniforme por unidad de área

m : cociente de la luz menor del paño entre la luz mayor

$$m = l_s / l_1$$

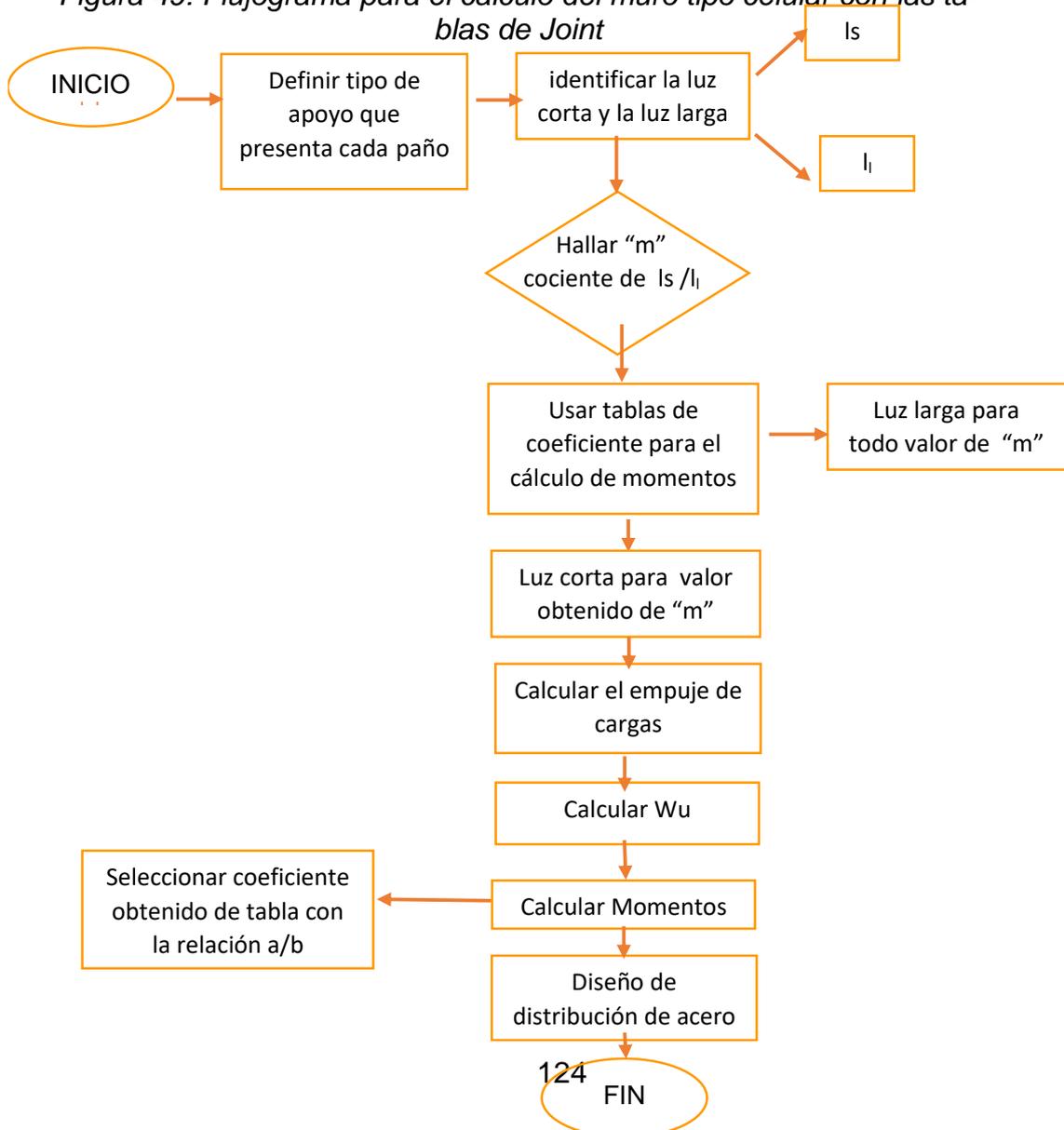
Cálculo de momentos en la dirección mayor y menor

$$M = C W_u l_s^2$$

C : valores de la tabla según “ m ”

Por su simplicidad este método es muy útil para el diseño de losas con dos apoyos.

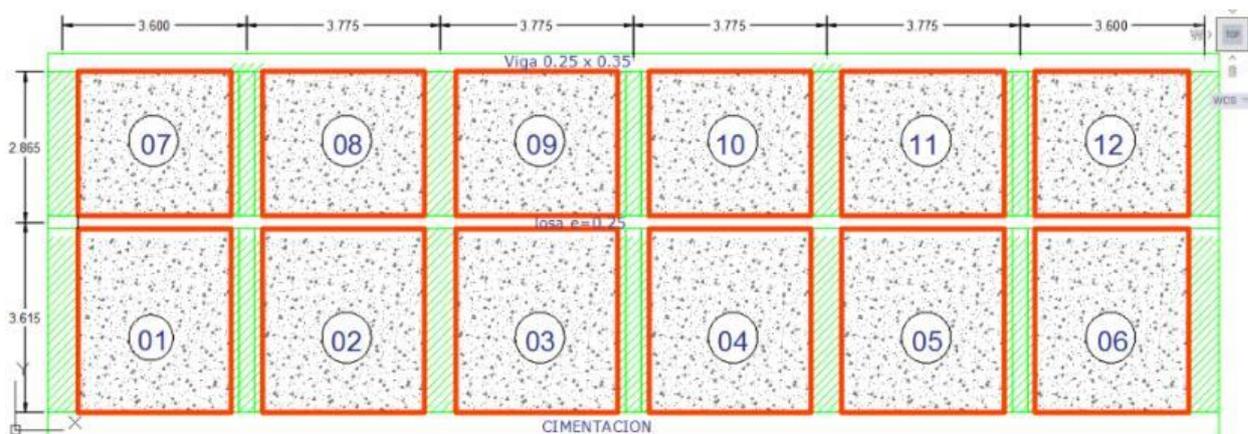
Figura 49: Flujograma para el cálculo del muro tipo celular con las tablas de Joint



Fuente: propia

En la figura 53 se observa, el desarrollo en dos niveles del muro tipo celular propuesto e insertado a la estructura del pabellón B de la I.E., muro que se tratará como losa armada en dos sentidos apoyada en vigas, columnas y cimentación, esto debido a que el comportamiento del muro tipo celular empuje de la tierra tiende a ser analizado como si fuera una losa maciza para este caso bidireccional, porque se tiene paños casi cuadrados.

Figura 50: Elevación de dos pisos de muro tipo celular



Fuente: propia

Identificando la luz corta y la luz larga de cada paño se tienen los siguientes datos

Tabla 31. Cuadro de las dimensiones de cada paño de Losa

n° de paño	al centro de apoyo o luz libre + 2* elosa		luz corta (ls)	luz larga (ll)
	x	y		
01	3.775	3.615	3.615	3.775
02	3.775	3.615	3.615	3.775
03	3.775	3.615	3.615	3.775
04	3.775	3.615	3.615	3.775
05	3.775	3.615	3.615	3.775
06	3.775	3.615	3.615	3.775
07	3.775	2.865	2.865	3.775
08	3.775	2.865	2.865	3.775
09	3.775	2.865	2.865	3.775
10	3.775	2.865	2.865	3.775
11	3.775	2.865	2.865	3.775
12	3.775	2.865	2.865	3.775

Fuente: propia

Calculo para Losa n°01 y 06:

1er Paso: Identificado el tipo de apoyo que presenta cada paño de muro, se identifica la luz corta l_s y la luz larga l_l y se halla “m” que es el cociente de la luz menor l_s entre la luz mayor l_l

El paño 01, se identifica que es el caso de dos extremos discontinuos, para hallar el valor de m

$$m = \frac{l_s}{l_l} = \frac{3.54}{3.60} = 0.979$$

2do Paso: Obtenido el valor de m, se halla el coeficiente “C” de acuerdo a las tablas de cociente para el cálculo de los momentos del Joint Comitee, tabla para el caso de dos extremos discontinuos, se tiene:

Para la luz corta: de acuerdo a la tabla de coeficientes, interpolando los datos se tiene los siguientes resultados:

- **Momento negativo en el extremo continuo** ,
C =0.52
- **Momento negativo en el extremo discontinuo** ,
C =0.026
- **Momento positivo** ,
C = 0.039

Para la luz larga: de acuerdo a la tabla de coeficientes, interpolando los datos se tiene los siguientes resultados:

- **Momento negativo en el extremo continuo ,**
C =0.049
- **Momento negativo en el extremo discontinuo ,**
C =0.025
- **Momento positivo,**
C = 0.037

Tabla 32. Coeficientes para el cálculo de los momentos de diseño losas apoyadas en vigas

Momentos	Luz corta						Luz larga para todo m
	Valor de m						
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	≤0.5	
Panel interior							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
Extremo discontinuo	-	-	-	-	-	-	-
Momento positivo	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
Un extremo discontinuo							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
Extremo discontinuo	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
Momento positivo	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
Dos extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
Extremo discontinuo	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
Momento positivo	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
Tres extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
Extremo discontinuo	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
Momento positivo	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
Cuatro extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	-	-	-	-	-	-	-
Extremo discontinuo	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
Momento positivo	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

fuelle(Harmsen, 2012)

3er Paso: Se calcula las fuerzas que inciden en el muro (empuje de tierra y sobrecarga). El cálculo de las fuerzas se realiza para una franja de un metro con la siguiente fórmula.

$$E_{\text{suelo}} + E_{\text{s/c}} = \text{Empuje del suelo} + \text{Empuje de sobrecarga}$$

Para el cálculo del peso que incide sobre el muro debido a las cargas de empuje de la tierra y la sobrecarga se considera que estas actúan uniformemente distribuidas. (Harmsen, 2012), plantea que para el empuje del terreno se tome como si esta actuara uniformemente distribuida, con la siguiente expresión:

$$0.65 Ca.Y.H$$

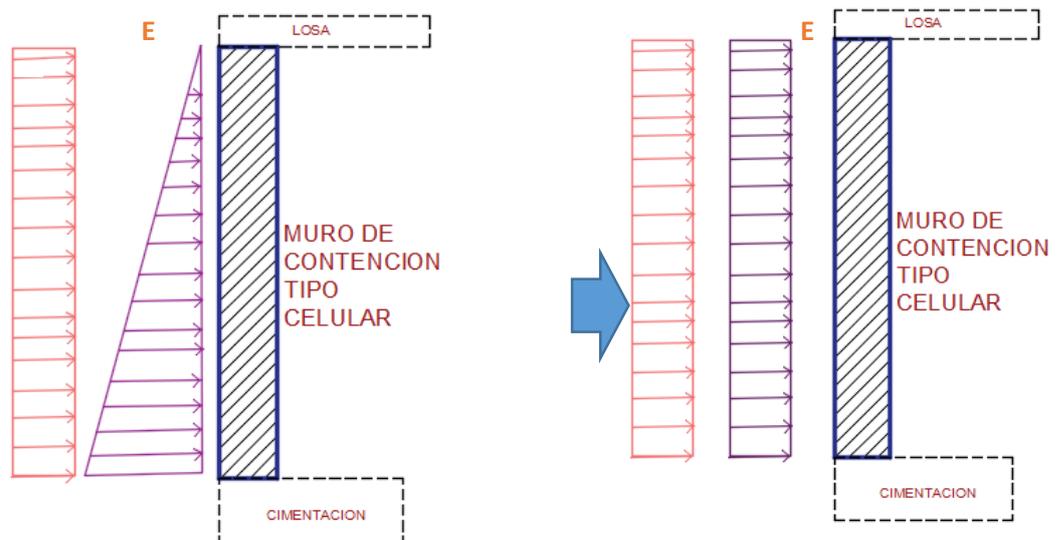
Donde:

Ca: Coeficiente activo del terreno

Y: peso específico del terreno

H: Altura total de tierra que incide sobre el muro.

Figura 51. Cargas uniformemente distribuidas en el muro



fuelle: propia

$$E_a = Ca * Y * H$$

$$E_a = 0.65 Ca * Y * H$$

Hallando empuje del terreno:

$$E_{\text{suelo}} = 0.65 * Ca * Y * H$$

$$E_{\text{suelo}} = 0.65 * 0.32 * 1.80 * 6.50 = 2.433 \text{ ton/m}^2$$

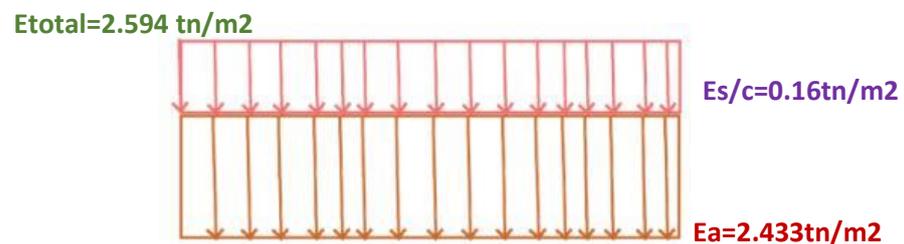
Hallando empuje de la sobre carga:

$$E_{s/c} = C_a * W_s$$

$$E_{s/c} = 0.32 * 0.5 = 0.16 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{\text{suelo}} + E_{s/c} = 2.433 + 0.16 = 2.594 \text{ ton/m}^2$$

Figura 52. Cargas uniformemente distribuidas convertidas para empuje pasivo



fuelle: propia

4to Paso: Se halla la **carga última** amplificada W_u

$$W_u = 1.7 (E_{\text{suelo}} + E_{s/c}) = 1.7 * 2.594$$

$$W_u = 4.41 \text{ tn/m}^2$$

5to Paso: Reemplazando los datos obtenidos en los pasos 1ero al 4to se realiza el **cálculo de momentos** en la dirección mayor y menor

Luz corta

$$M = C W_u l_s^2$$

Momento negativo en el extremo continuo ,

$$M^- = 0.052 * 4.41 * 3.615^2$$

$$M^- = 3.01$$

Momento positivo ,

$$M^+ = 0.026 * 4.41 * 3.615^2$$

$$M^+ = 1.51$$

Momento negativo en el extremo discontinuo ,

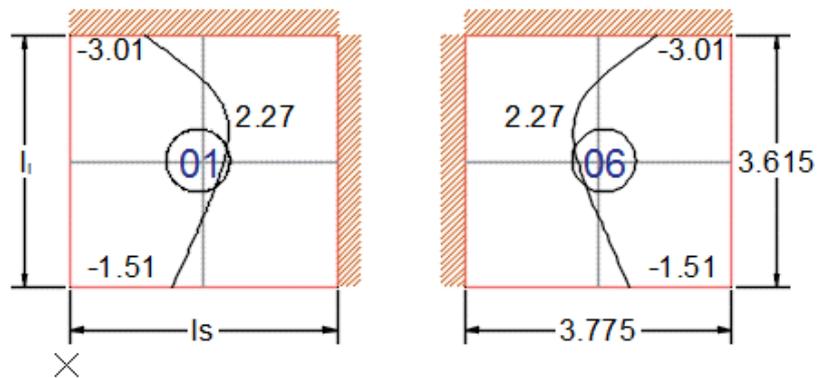
$$M^- = 0.026 * 4.41 * 3.615^2$$

$$M^- = 1.51$$

Momento positivo ,

$$M^+ = 0.039 * 4.41 * 3.615^2$$

$$M^+ = 2.27$$



Luz larga

$$M = C W_u l_s^2$$

Momento negativo en el extremo continuo ,

$$M^- = 0.049 * 4.41 * 3.615^2$$

$$M^- = 2.82$$

Momento negativo en el extremo discontinuo ,

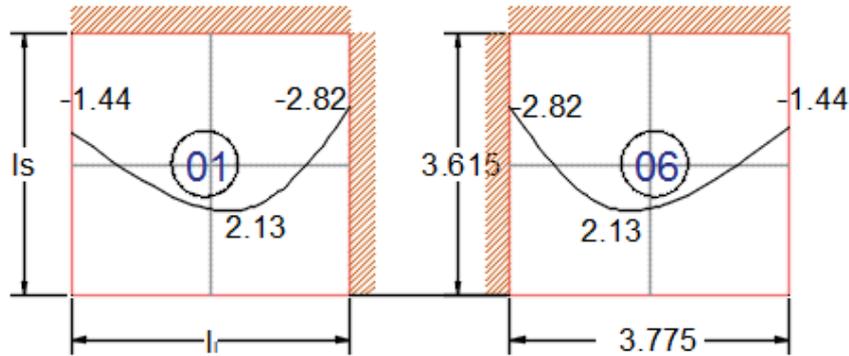
$$M^- = 0.025 * 4.41 * 3.615^2$$

$$M^- = 1.44$$

Momento positivo

$$M^+ = 0.037 * 4.41 * 3.615^2$$

$$M^+ = 2.13$$



6to paso , Se calcula el área de acero mínimo y el área de acero requerido de acuerdo a los momentos negativos y positivos hallados

$$A_s \text{ min} = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ min} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 25 = 4.50 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerido con M_u

Tabla 33. Acero requerido con M_u

LUZ LARGA		LUZ CORTA	
$M_u -h$ -2.82 tn-m2	$M_u +h$ 2.13 tn-m2	$M_u -v$ -3.01 tn-m2	$M_u +v$ 2.27 tn-m2
Hallando A_s con M_u			
$A_s = 3.61$	$A_s = 2.71$	$A_s = 3.58$	$A_s = 2.89$
$s = 28.22$	$s = 28.22$	$s = 28.22$	$s = 0.00$
1/2" cada 25cm	1/2" cada 25cm	1/2" cada 25cm	1/2" cada -3cm

Fuente: propia

Calculo para Losa n°07 y 12:

Los pasos a seguir son los mismos realizados para la losa 01 y 06, con la diferencia que la luz corta $l_s = 2.865$

Los paños 07 y 12, se identifican que es el caso de dos extremos discontinuos, donde $m = 0.76$

Luego se hallan los coeficientes para el cálculo de momentos

Tabla 34. Coeficientes para el cálculo de momentos

n° de paño	m	coeficientes para el calculo de momentos (C)					
	(ls/li)	luz corta			luz larga		
		M(-) extremo continuo	M(-) extremo discontinuo	M(+)	M(-) extremo continuo	M(-) extremo discontinuo	
07	0.76	0.067	0.034	0.050	0.049	0.025	
12	0.76	0.067	0.034	0.050	0.049	0.025	

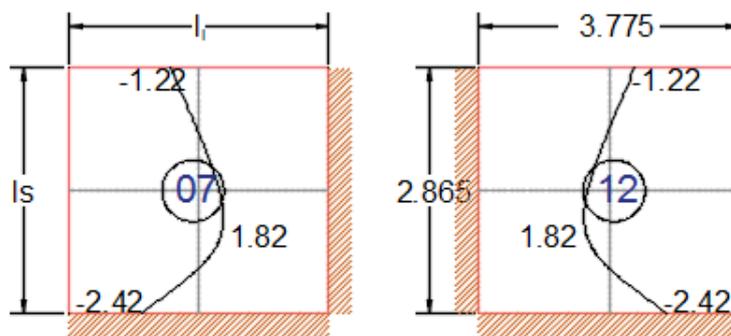
Se hallan los momentos

Tabla 35. Cálculo de momentos en losa 7-12

n° de paño	m	MOMENTOS					
	(ls/li)	luz corta			luz larga		
		M(-) extremo continuo	M(-) extremo discontinuo	M(+)	M(-) extremo continuo	M(-) extremo discontinuo	
07	0.76	2.420	1.220	1.820	1.770	0.900	
12	0.76	2.420	1.220	1.820	1.770	0.900	

Fuente: propia

Se obtienen los siguientes gráficos de los momentos:



De los cálculos anterior se sabe que el área de acero mínimo es **4.50 cm²**

Área de acero requerido con Mu

Como el área de acero requerida es menor que el acero mínimo se trabaja con el acero mínimo para hallar el espaciamiento del acero

Tabla 36. Cálculo del diseño de acero

LUZ LARGA				LUZ CORTA			
Mu -h -1.77 tn-m2		Mu +h 1.34 tn-m2		Mu -v 2.42 tn-m2		Mu +v 1.82 tn-m2	
Hallando As con Mu		Hallando As con Mu		Hallando As con Mu		Hallando As con Mu	
As= 2.25		As= 1.7		As= 3.09		As= 2.32	
s= 28.22		s= 28.22		s= 28.22		s= 28.22	
1/2" cada	25cm	1/2" cada	25cm	1/2" cada	25cm	1/2" cada	25cm

Fuente: propia

Calculo para Losa n°02, 03, 04, 05, 08, 09, 10, y 11 :

Los pasos a seguir son los mismos realizados para la losa 01, 06, 07 y 12, donde la luz corta $l_s=3.615$ y $l_s=2.865$ respectivamente

Estos paños se identifican que son el caso de un extremo discontinuo, donde $m= 0.76$

Tabla 37. Coeficientes para el cálculo de los momentos de diseño de losas apoyadas en vigas

Momentos	Luz corta						Luz larga para todo m
	Valor de m						
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	≤0.5	
Panel interior							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
Extremo discontinuo	-	-	-	-	-	-	-
Momento positivo	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
Un extremo discontinuo							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
Extremo discontinuo	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
Momento positivo	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
Dos extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
Extremo discontinuo	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
Momento positivo	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
Tres extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
Extremo discontinuo	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
Momento positivo	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
Cuatro extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	-	-	-	-	-	-	-
Extremo discontinuo	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
Momento positivo	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

Luego se hallan los coeficientes para el cálculo de momentos

Tabla 38. Cálculo de los Coeficientes para el cálculo de momentos

n° de paño	luz corta (l _s)	luz larga (l _l)	m (l _s /l _l)	coeficientes para el calculo de momentos (C)					
				luz corta			luz larga		
				M(-) extremo continuo	M(-) extremo discontinuo	M(+)	M(-) extremo continuo	M(-) extremo discontinuo	M(+)
02	3.615	3.775	0.96	0.044	0.022	0.033	0.041	0.021	0.031
03	3.615	3.775	0.96	0.044	0.022	0.033	0.041	0.021	0.031
04	3.615	3.775	0.96	0.044	0.022	0.033	0.041	0.021	0.031
05	3.615	3.775	0.96	0.044	0.022	0.033	0.041	0.021	0.031

Fuente: propia

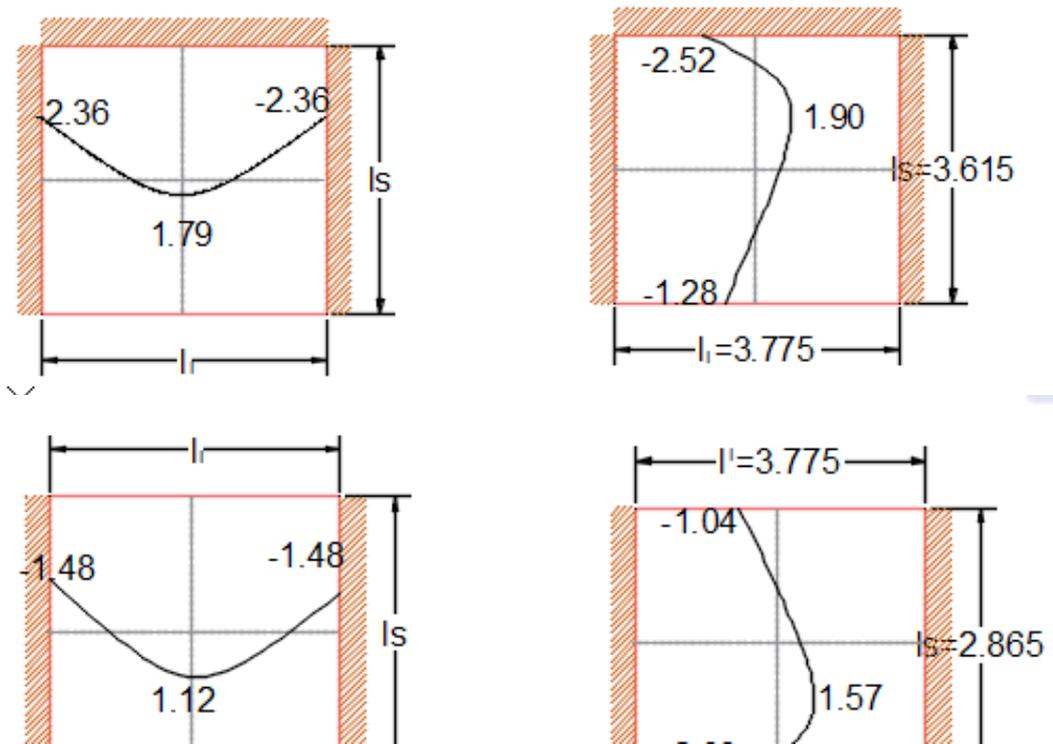
Tabla 39. Cálculo de los momentos

n° de paño	luz corta (ls)	luz larga (li)	m (ls/li)	MOMENTOS					
				luz corta			luz larga		
				M(-) extremo continuo	M(-) extremo discontinuo	M(+)	M(-) extremo continuo	M(-) extremo discontinuo	M(+)
02	3.615	3.775	0.96	2.520	1.280	1.900	2.360	1.210	1.790
03	3.615	3.775	0.96	2.520	1.280	1.900	2.360	1.210	1.790
04	3.615	3.775	0.96	2.520	1.280	1.900	2.360	1.210	1.790
05	3.615	3.775	0.96	2.520	1.280	1.900	2.360	1.210	1.790
08	2.865	3.775	0.76	2.090	1.040	1.570	1.480	0.760	1.120
09	2.865	3.775	0.76	2.090	1.040	1.570	1.480	0.760	1.120
10	2.865	3.775	0.76	2.090	1.040	1.570	1.480	0.760	1.120
11	2.865	3.775	0.76	2.090	1.040	1.570	1.480	0.760	1.120

Fuente: propia

Se obtienen los siguientes gráficos de los momentos

Figura 53. Gráfico de los momentos



Fuente: propia

6to paso , Se calcula el área de acero mínimo y el área de acero requerido de acuerdo a los momentos negativos y positivos hallados

De los cálculos anterior se sabe que el área de acero mínimo es **4.50 cm²**.

Área de acero requerido con Mu

Como el área de acero requerida es menor que el acero mínimo se trabaja con el acero mínimo para hallar el espaciamiento del acero

Como el área de acero requerida es menor que el acero mínimo se trabaja con el acero mínimo para hallar el espaciamiento del acero.

Tabla 40. Cálculo del diseño de acero requerido con Mu

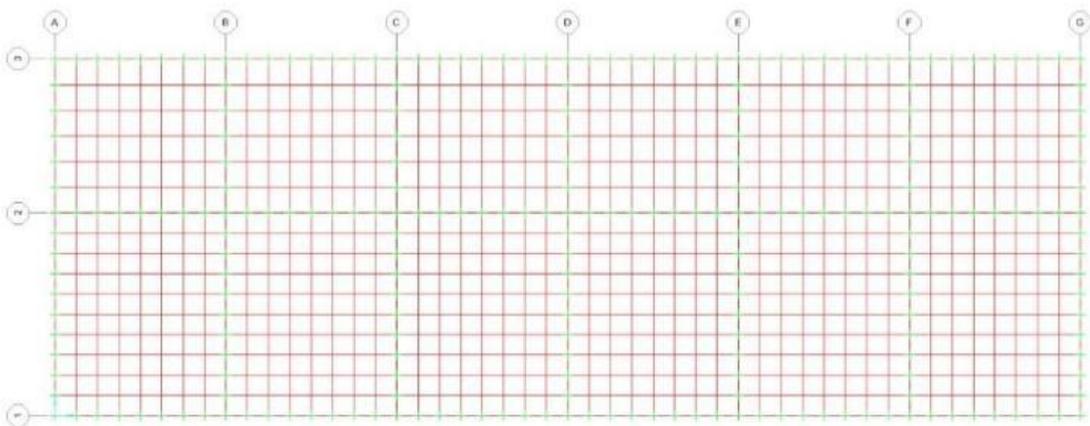
LUZ LARGA		LUZ CORTA	
Mu -h 2.36 tn-m2	Mu +h 1.79 tn-m2	Mu -v 2.52 tn-m2	Mu +v 1.90 tn-m2
Hallando As con Mu			
As= 3.01	As= 2.28	As= 3.22	As= 2.42
s= 28.22	s= 28.22	s= 28.22	s= 28.22
1/2" cada 25cm	1/2" cada 25cm	1/2" cada 25cm	1/2" cada 25cm

Fuente: propia

4.3.5. Análisis del Muro de contención tipo celular usando el software SAP2000

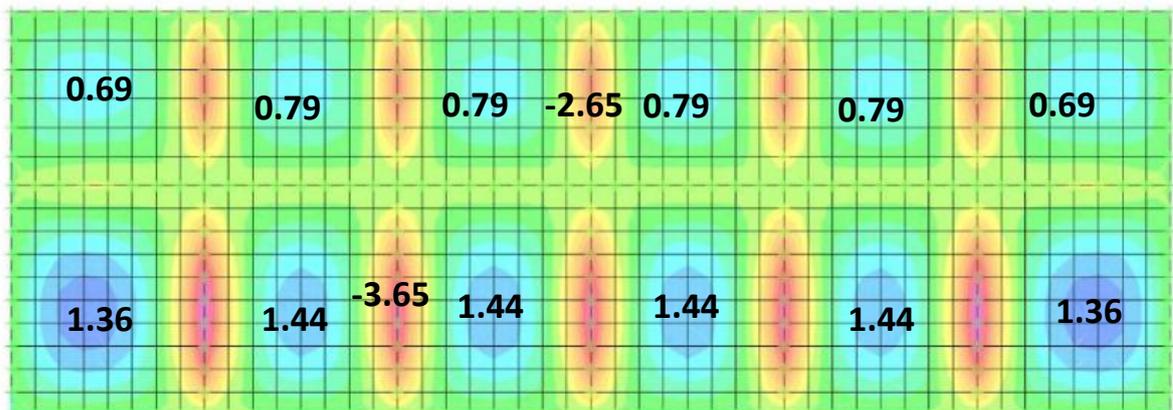
Habiendo realizado los cálculos manualmente del muro de contención tipo Celular, se procedió a su verificación haciendo el uso del software SAP200, ingresando los datos requeridos por el programa y estos son: f'_c del concreto, espesor del muro y esfuerzos del terreno, obteniendo como resultados el diagrama de la figura 54, el cual usa el método de los elementos finitos. Y haciendo la comparación con la figura 46, se observa que estos resultados son los que más se asemejan a los resultados del software SAP2000, concluyendo así que el método por las tablas de kalmanok tienes menos error y más similitud con el software SAP2000 a comparación del método Joint comitee.

Figura 53. Modelo del muro de contención tipo Celular de dos niveles



Fuente: Programa SAP2000

Figura 54. Diagrama de momentos flectores del muro de contención tipo Celular mediante el software SAP200



4.4. Sistema de drenaje

El diseño de los muros permite resistir la presión de la tierra, y se deben manejar varios sistemas de drenaje para evacuar el agua. El sistema de drenaje se puede colocar a través de una pantalla vertical o un canal de distribución de agua, se detrás de la pantalla cerca de la parte inferior de la pared.

Debido a que, la zona de estudio en talud, donde se plantea la construcción del muro de contención tipo celular, tiene como condición las lluvias frecuentes que provoca la retención de agua en el terreno y la conducción del agua a la parte subterránea del relleno, ocasionado saturación de terreno y empujes adicionales en los muros de contención.

La cantidad de humedad del suelo hace que la resistencia al esfuerzo cortante disminuya; y también la estabilidad del talud. Para el diseño del sistema de drenaje, la precipitación calculada por intensidad es uno de los parámetros más importantes, a partir de ello se calcula el caudal de infiltración a ser drenado.

Las lluvias en la selva central son principalmente de tipo convectivo. Estas se originan como producto del ingreso de aire húmedo proveniente del este y norte y la inestabilidad atmosférica estacional. La precipitación promedio anual es de 1,404.mm, en Satipo con 2,128.1 mm, Pichanaki con 1,906.3 mm y San Luis de Shuaro con 1,848.2 mm.

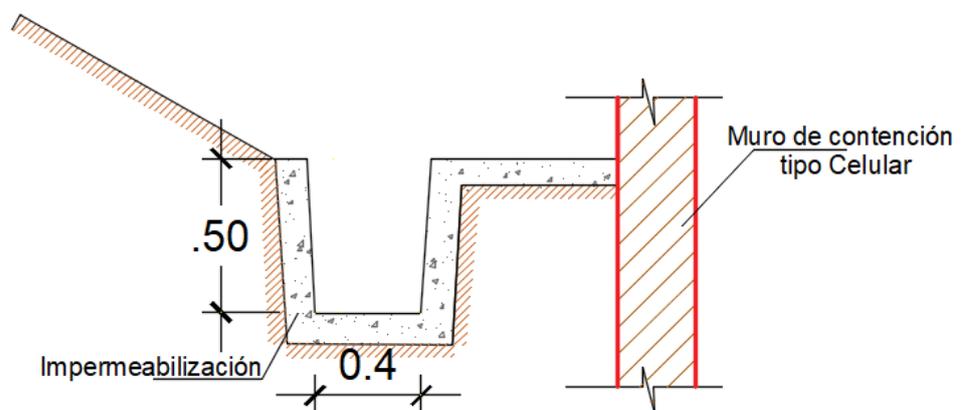
Durante los meses de setiembre-octubre-noviembre (estación astronómica de primavera), la precipitación se incrementa respecto a los meses de junio, julio y agosto. En los meses de diciembre-enero-febrero (estación astronómica de verano), la distribución espacial de las lluvias es muy similar a la distribución anual. Las máximas precipitaciones se ubican entre la provincia de Chanchamayo y Satipo, registrándose hasta 851.7 mm/trimestre en Satipo y 819.6 mm/trimestre en Pichanaki.(Estudio Climático y zonas de vida del departamento de Junín, 2015)

A partir de lo señalado, se plantea un sistema de drenaje tipo zanja de coronación, lleva este nombre por estar ubicado en la parte alta de un talud y va permitir interceptar y conducir debidamente las aguas de lluvias, evitando de este modo su paso por el talud.

Para la construcción de esta zanja de coronación se recomienda sea totalmente impermeabilizada, así mismo tener en cuenta una buen pendiente y desfogue adecuado para así asegurar un rápido y optimo drenaje del agua captada.

Esta zanja va a ser dirigida con una tubería interior detrás del muro a construir, y ser dirigida a la cuneta pluvial de la I.E., para posteriormente ser dirigida a la cuneta de la calle.

Figura 55. Diseño del sistema de drenaje propuesto

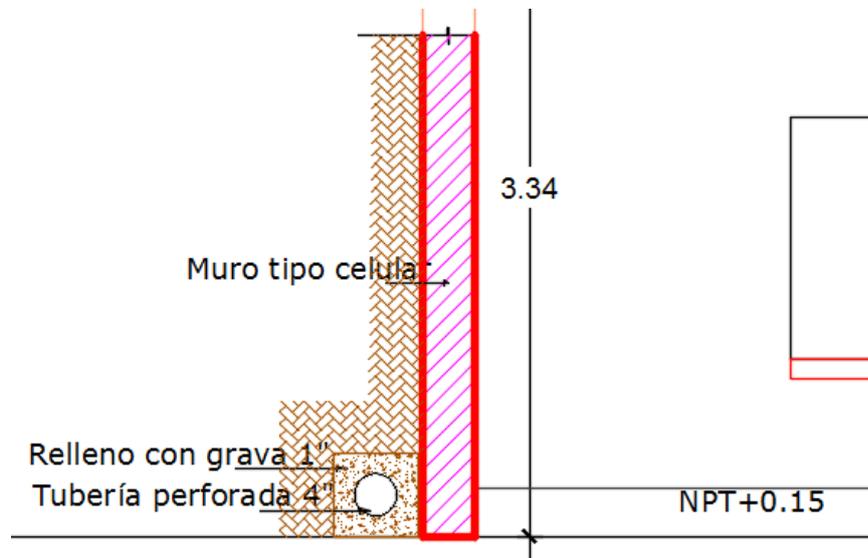


Fuente (Propia)

Se plantea la construcción de un canal (tubería perforada de 4") de distribución de agua, ubicado detrás de la pantalla, ubicada en la parte inferior de la pared del muro tipo celular, que reciba el agua de drenaje del terreno y lo conduzca hacia la cuneta de desague pluvial de la I.E. y posteriormente a la vía pública.

Para evitar filtraciones hacia el interior de las aulas, se utilizará aditivo impermeabilizante en el concreto y en el acabado con tarrajeo.

Figura 56. Diseño del sistema de drenaje subterráneo



Fuente: propia

4.5. Presupuesto comparativo

4.5.2. Presupuesto según expediente técnico programado

El presupuesto asignado para la ejecución de la obra con la denominación de Mejoramiento de Implementación de la Infraestructura del Nivel Secundario de la I.E.I Santa Ana - Sector Juan Velasco Alvarado, Perene - Chamchamayo JUNIN, data del año 2012, obra que fue gestionada por el Gobierno Regional de Junín y ejecutada por la empresa contratista CONSORCIO SANTA ANA II (Corporación

PRISMA SAC; JAVI S.A.), asciende a S/. 3,311,510.32 soles, que incluye gastos generales, utilidad e impuestos

La I.E. está compuesta de 4 pabellones: A, B, C y D, distribuidos en un terreno de 4,260 metros cuadrados de área, comprendido por edificaciones de uno a tres pisos, cuyos usos corresponden a aulas de enseñanza, zona de administración, laboratorios, servicios generales, con áreas libres destinadas al deporte y recreación.

La I.E se caracteriza por estar colindando con el asentamiento humano “Juan Velasco Alvarado” que se ubicado al noroeste de ésta, con desniveles entre ambos terrenos que varían entre 1.00 a 6 metros, desniveles que de acuerdo al expediente técnico debían ser estabilizados con gaviones de piedra tipo cajón y tipo colchón.

Los pabellones de la I.E. están propuestos íntegramente con estructuras de concreto armado, muros de albañilería confinada y coberturas de losas aligeradas y estructura metálica.

El presupuesto de acuerdo al Expediente técnico asciende a tres millones trescientos once mil quinientos diez con 32/100 soles.

Tabla 41. Presupuesto Programado

ITEM	DESCIPCION	MONTO
01	ESTRUCTURAS	978,114.53
02	ARQUITECTURA	905,301.01
03	INSTALACIONES SANITARIAS	107,598.41
04	INSTALACIONES ELECTRICAS	80,464.82
05	PRUEBAS Y ENSAYOS	10,091.88
06	FLETE	5,000.00
07	INSTALACIONES DEL SISTEMA DE GAS	4,500.00
08	GAVIONES	223,693.51
09	CERCO PERIMETRICO	31,457.45
10	JARDINERIA Y TRATAMIENTO DE AREAS VERDES	30,762.48
11	MEDIDAS DE MITIGACION	15,118.20
12	CONEXIONES DE REDES DE AGUA, DESGUE Y ENERGIA ELECTRICA	6,500.00
TOTAL COSTO DIRECTO		2,398,602.29
GASTOS GENERALES 10.00%		239,860.23
UTILIDAD 7.00%		167,902.16
SUB TOTAL		2,806,364.68
IGV (18.00 %)		505,145.64
TOTAL		3,311,510.32

Fuente: propia

4.5.3. Presupuesto realmente ejecutado

Debido a las deficiencias advertidas en el expediente técnico y los vicios ocultos surgidos durante la ejecución de la obra, se realizaron diversas modificaciones, las mismas que fueron solicitadas por el Contratista a través del residente y absueltas por el supervisor y /o proyectista de acuerdo a su naturaleza, consultas que se desencadenaron en cuatro adicionales de obra y deductivos de obra vinculantes.

Durante la ejecución de la obra, se tramitaron 04 adicionales de obra (y deductivos vinculantes) cuyo porcentaje de incidencia de éstos ascendió a 14.70 % del monto total del contrato, encareciendo la ejecución de la obra en 486,864.57 soles. Siendo el presupuesto adicional n° 03 el más incidente.

El presupuesto adicional N° 03, referido a la estabilidad de taludes del lindero entre la I.E. y el asentamiento humano , se propuso y se ejecutó con muros de concreto armado en voladizo , que para su ejecución se tuvo que realizar un retiro de 2.10 ml a través de 57.70 ml , perdiendo área de terreno de la I.E., además que involucró mayor relleno con material de préstamo y concreto ciclópeo, y la reducción del área de patio de formación,

Solo con presupuesto adicional de obra N° 03, se incrementó el presupuesto contratado en un 9.92 % del total de la obra , equivalente a **S/.305,191.87**, Ascendiendo el presupuesto total ejecutado a **S/.3,798,374.89**.

Tabla 42. Presupuesto Ejecutado

ITEM	DESCIPCION	MONTO	% INCIDENCIA	NUEVO MONTO CONTRACTUAL
1	CONTRATO PRINCIPAL			3,311,510.32
2	ADICIONAL DE OBRA N' 01	136198.11	4.11%	3,447,708.43
3	ADICIONAL DE OBRA N' 02	46,028.55	1.39%	3,493,736.98
4	ADICIONAL DE OBRA N' 03 (MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO)	305,191.87	9.22%	3,798,928.85
5	ADICIONAL DE OBRA N' 04	-553.96	-0.02%	3,798,374.89
		141 486,864.57	14.70%	

Fuente: propia

4.5.4. Presupuesto propuesto

La variación del presupuesto ejecutado con el presupuesto propuesto en la presente tesis lo determina básicamente la ejecución de muros celulares a cambio de muros de concreto armado en voladizo, donde se verifica que genera menores costos con respecto a la aplicación de muros de concreto armado en voladizo, así mismo no se realiza la pérdida de terreno de la I.E. ni se reduce las áreas recreativas, y sobre todo se mejora la estabilidad de taludes y el comportamiento estructural del pabellón B, entre otros. El porcentaje de incidencia de este adicional N° 03 (restado el deductivo vinculante) sería de 5.13 %, equivalente a S/. 176,720.96

El presupuesto total modificado asciende a S/.358,947.62 que representa el 10.60% , que es menor al presupuesto ejecutado que su incidencia es de 14.70%

Tabla 43. Presupuesto Propuesto

ITEM	DESCIPCION	MONTO	% INCIDENCIA	NUEVO MONTO CONTRACTUAL
1	CONTRATO PRINCIPAL			3,311,510.32
2	ADICIONAL DE OBRA N' 01	136198.11	4.11%	3,447,708.43
3	ADICIONAL DE OBRA N' 02	46,028.55	1.39%	3,493,736.98
4	ADICIONAL DE OBRA N' 03 (MURO CELULAR)	176,720.96	5.13%	3,670,457.94
5	ADICIONAL DE OBRA N' 04	-553.96	-0.02%	3,669,903.98
		358,947.62	10.61%	

Fuente: propia

CAPÍTULO V

DISCUSION DE RESULTADOS

1. A partir de los resultados obtenidos, se acepta la hipótesis general planteada la cual establece que la aplicación de la tecnología de muros tipo celular tiene mayores beneficios para la estabilidad de los taludes respecto al muro en voladizo planteada inicialmente para la I.E. Santa Ana.
2. Del mismo modo se acepta la hipótesis específica que establece que los resultados del estudio de mecánica de suelos es el adecuado para solucionar la estabilidad del talud, esto se evidencia al considerar que los EMS permiten dar un correcto diseño del muro tipo celular.
3. Se acepta lo planteado en la hipótesis que indica que el análisis estructural del pabellón B de la I.E. Santa Ana, es la más apropiado al ofrecer una estructura rígida, teniendo una deriva de entre piso de 0.0015 que es menor a la mitad del máximo permitido en concreto armado de 0.0035. Con esto demostramos que la losa no será afectada por el muro de contención tipo celular propuesto y además generará poca torsión en planta.
4. El sistema de drenaje cumple un rol muy importante para evitar saturación de agua debido al terreno del talud, además desvía el agua a través de un sistema pluvial teniendo un óptimo sistema de desfogue a diferencia del muro de contención tipo voladizo el cual presenta llorones y evidencia un inadecuado desfogue del agua.
5. Las comparaciones realizadas entre los presupuestos de ejecución de obra programados, los ejecutados y los propuestos en la presente tesis demuestra que el muro tipo celular propuesto es más beneficioso que el muro de contención tipo voladizo ejecutado en el adicional de obra 03, ahorrándose hasta un 4.09 % del monto total del presupuesto ejecutado.

6. La propuesta de tecnología de muros tipo celular para la estabilidad de taludes, no solo cumple la función única de estabilizar el talud colindante, también es aprovechado como parte de la estructura del pabellón B, cuyos espacios son usados como laboratorios, centros de cómputo, etc.
7. El diseño del muro tipo celular frente al muro de contención en voladizo, es más beneficioso en forma y tamaño, ya que el muro tipo celular requiere de menor área de terreno para su desarrollo, por lo tanto se ahorra en excavación , relleno, y se evita la pérdida de área de terreno de la I.E. Santa Ana.

CONCLUSIONES

1. Se concluye que el muro tipo celular planteado es beneficioso para poder resistir las fuerzas generadas por el suelo y a la vez proporciona rigidez adecuada al sistema estructural del pabellón B. El plantear un muro aislado de la estructura como puede ser un muro en voladizo, un muro de gravedad, entre otros, genera costos adicionales y disminuye áreas de terreno.
2. Se concluye que la correcta interpretación del estudio de mecánica de suelos es muy conveniente para poder analizar correctamente la superestructura y el muro tipo celular. Una mala interpretación o un mal estudio del EMS puede traer consecuencias desastrosas para la edificación.
3. Un correcto análisis estructural del edificio conlleva a un buen diseño estructural. No siempre se obtendrá análisis exactos, pero si es importante que el Ingeniero estructural tenga los conocimientos básicos del comportamiento de una estructura.
4. La incorporación de un muro de contención tipo celular al sistema estructural del pabellón B genera, un adecuado comportamiento al empuje de la tierra y hacia las cargas del sistema estructural.
5. El sistema de drenaje pluvial propuesto solucionó los problemas de condiciones hidráulicas del proyecto.
6. Se demuestra que los costos de ejecución de obra con el muro tipo celular propuesto en el pabellón B, son menores que los costos del muro de contención tipo voladizo ejecutados como adicional de obra.

7. Se optimizan el uso de los muros de contención tipo celular propuesto porque forman parte de los espacios de laboratorios del pabellón B, Unificando esta estructura que estabiliza el talud y la estructura del eje B del pabellón B. Así también se evita la pérdida de área de terreno de la Institución Educativa y la reducción de áreas recreativas y del patio de formación.

RECOMENDACIONES

1. Es importante realizar un estudio de suelos previo al diseño del muro tipo celular y la construcción de cualquier estructura.
2. Los expedientes técnicos para la construcción de Instituciones Educativas en la región Junín, deberían ser planteadas y estudiadas de acuerdo a las condiciones y problemáticas que presenta el terreno usando métodos y estudios que permitan optimizar funcionamiento y reducir costos.
3. El diseño y cálculo de muro tipo celular no debería ser generalizado para todos problemas de estabilidad de talud, porque puede variar dependiendo a las condiciones que presente el talud, como es el caso de la presente tesis que fue desarrollado como tipo losa bidireccional.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMVA. (2008). *Requisitos mínimos para los estudios geotécnicos en el Valle de Aburra. Geografía 1. Medellín: Un - published.*
- ARTHUR H. Nilson(2001).*Diseño de estructuras de concreto. Bogotá: Quebecor*
- Baltodano, R. (2013). *Mecánica de Suelos II. San Pedro, Costa Rica: Insitituto Tecnológico de Costa Rica. b*
- Braja, M. D. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. México: Thomson Editores S.A.*
- Blanco, A.(2006). *Concreto Armado 2. Lima:*
- Bullón, Jackelin (2019). *Diseño de un edificio de concreto armado de cuatro pisos mas un Sótano proporcionando seguridad adecuada y buen comportamiento en condiciones normales de funcionamiento. Huancayo: Universidad Continental. Facultad Ingeniería Civil*
- Calavera, J. (1989). *Muros de contención y Muros de Sótano. Madrid: INTEMAC.*
- Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones. México: Noriega Editores.*
- Espinoza, C. (2010). *Metodología de la investigación tecnológica. (M. o. investigation, Trad.) Huancayo: Imagen Gráfica SAC,. Recuperado el 03 de 10 de 2020*
- Fratelli, Maria G. (1993). *Suelos, Fundaciones y muros. Caracas Venezuela: Bonalde Editores.*
- Harmsen, Teodoro (2012). *Diseños de Estructuras de Concreto Armado. Lima: Pontíficie Universidad Católica del Perú.*
- Hernández Dalia(2009). *Consideraciones para el Análisis, Diseño y Evaluación de muros de Sótano de Concreto Reforzado. Guatemala: Universidad de san Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería Civil*
- Ley de Contrataciones del estado y su reglamento .Lima : Instituto de la construcción y Gerencia*

- Lydia Arbaiza Fermi, (2014). Cómo elaborar una Tesis. Lima: Esan*
- Quezada, N. (2015). Metodología de investigación. Lima, Perú: Macro.*
- Ochoa, Jeysi (2017). Diseño estructural de un edificio de 8 pisos y un sótano en Huancayo. Huancayo: Universidad Continental. Facultad Ingeniería Civil.*
- Pérez, T. (1992). Resistencia de materiales.*
- Roberto Morales(2013). Diseño en Concreto Armado. :Instituto de la construcción y Gerencia*
- Ruiz, R. (2007). El metodo científico y sus etapas. México.*
- Sampieri Roberto(2010).Metodología de la Investigación. México: Interamericana Editores*
- Torres, Rafael(2008). Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado. Venezuela: Universidad de los andes. Facultad de Ingeniería.*

ANEXOS

ANEXO 01

MATRIZ DE CONSISTENCIA

ANEXO 02

CONSIDERACIONES ÉTICAS

ANEXO 03

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

ANEXO 04

PLANOS DE ESTUDIO EXISTENTES Y PROPUESTO

ANEXO 05

METRADO PABELLON B

ANEXO 06

PRESUPUESTO PROGRAMADO, EJECUTADO Y PROPUESTO

ANEXO 07

TABLAS DE KALMANOC

ANEXO 08

TABLA DE JOINT COMITÉ ASCE 1940

ANEXO 1
MATRIZ DE CONSISTENCIA- PLAN DE TESIS

TÉCNOLOGIA DE MUROS CELULARES PARA OPTIMIZAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA SANTA ANA EN EL DISTRITO DE PERENE - CHANCHAMAYO – JUNÍN”
Autor: Bach. Rossana R. Madrid López y Bach. Eliana Rojas Abila

PROBLEMA	OBJETIVO	MARCO TEÓRICO	HIPÓTESIS	VARIABLE		METODOLOGIA
GENERAL: 1. ¿Cuáles son los beneficios de la aplicación de la tecnología de muros tipo celular para la estabilidad de taludes de la I.E. Santa Ana de Perene- Junín?	GENERAL: 1. Identificar y corroborar los beneficios de aplicación de la tecnología de muros Celular para dar estabilidad a los taludes de la I.E. Santa Ana y el Asentamiento Humano.	Antecedentes: A nivel Nacional Montenegro (2019) realizó la tesis titulada “Diseño de muros de contención para el mejoramiento de la estabilidad de taludes a fin de construir casas de concreto en el AA. HH Las Minas, Co-mas-Lima – 2019” Flores (2017) desarrolló la investigación titulada “ 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	GENERAL: 1) La aplicación de la tecnología de muros tipo Celular tiene mayores beneficios tales como: mayor estabilidad y mejor comportamiento de la estructura del pabellón B de la I.E. Santa Ana.	V1.: Muro de contención tipo Celular		TIPO DE INVESTIGACIÓN: INVESTIGACIÓN APLICADA
				DIMENSIONES	INDICADORES:	
				Parámetros geotécnicos	Tipo de suelo Análisis granulométrico	
				drenaje pluvial	-Precipitación de Lluvias ,tipo de suelo	
				Tecnología	-Conocimiento, aplicación de técnicas.	
				Costos incrementales	- Precio, valor de algo, monto, eliminación reubicación.	
PECIFICOS 1) ¿Cuál es la correcta interpretación de un estudio de mecánica de suelos? 2) ¿Cómo es el correcto análisis estructural del pabellón B de la I.E. Santa Ana? 3. ¿Cómo es el correcto análisis y diseño estructural de un muro de contención tipo celular?	ESPECIFICOS: 1) Realizar la correcta interpretación de un estudio de mecánica de suelo. 2) Plasmar es el correcto análisis estructural del pabellón B de la I.E. Santa Ana. 3)Efectuar el correcto análisis y diseño estructural de un muro de contención tipo celular. 4)Realizar el adecuado sistema de drenaje pluvial	A nivel Internacional: - Obando (2019) publicó el trabajo de investigación titulada “Alternativas para economizar y optimizar la estabilidad de un talud	ESPECIFICOS: 1.Los resultados del estudio de mecánica de suelos son los mas adecuado para solucionar la estabilidad del talud. 2.El análisis estructural del pabellón B de la I.E. Santa Ana es el más apropiado. 3.El análisis y diseño estructural de un muro de contención tipo celular es el más eficientes. El sistema de drenaje pluvial planteado que disminuirá los	V2: Estabilidad de talud		METODO CIENTIFICO: MÉTODO ANÁLITICO
				DI-MENSIONES	INDICADORES:	
				Estabilidad al volcamiento.	-FSV=Momento resistente originado por el peso de la estructura y el peso del	
				Estabilidad al deslizamiento.	FSD=fuerzas resistente originado por la fricción de la base/fuerzas actuantes originadas por el empuje activo del relleno y de la sobrecarga> 1.5	

<p>4) ¿Cuál será el adecuado sistema de drenaje pluvial que disminuirá los problemas de condiciones hidráulicas del</p> <p>5) ¿Cuánto es la diferencia de costos de ejecución de obra de la I.E. Santa Ana entre la aplicación de muros celulares y los muros en voladizo existentes?</p>	<p>que disminuirá los problemas de condiciones hidráulicas del proyecto</p> <p>5) Comparar los costos de ejecución de obra de la I.E. entre la aplicación de muros celulares y los muros en voladizo existentes</p>		<p>problemas de condiciones hidráulicas del proyecto es el más apropiado.</p>			
---	---	--	---	--	--	--

ANEXO 2

CONSIDERACIONES ÉTICAS

Para el desarrollo de la presente investigación se están considerando los procedimientos adecuados, respetando los principios de ética para iniciar y concluir los procedimientos según el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Peruana Los Andes.

La información, los registros, datos que se tomarán para incluir en el trabajo de investigación serán fidedignas. Por cuanto, a fin de no cometer faltas éticas, tales como el plagio, falsificación de datos, no citar fuentes bibliográficas, etc., se está considerando fundamentalmente desde la presentación del Proyecto, hasta la sustentación de la Tesis.

Por consiguiente, nos sometemos a las pruebas respectivas de validación del contenido del presente proyecto.

ANEXO 3

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES
ASTERESPI
S.A.C

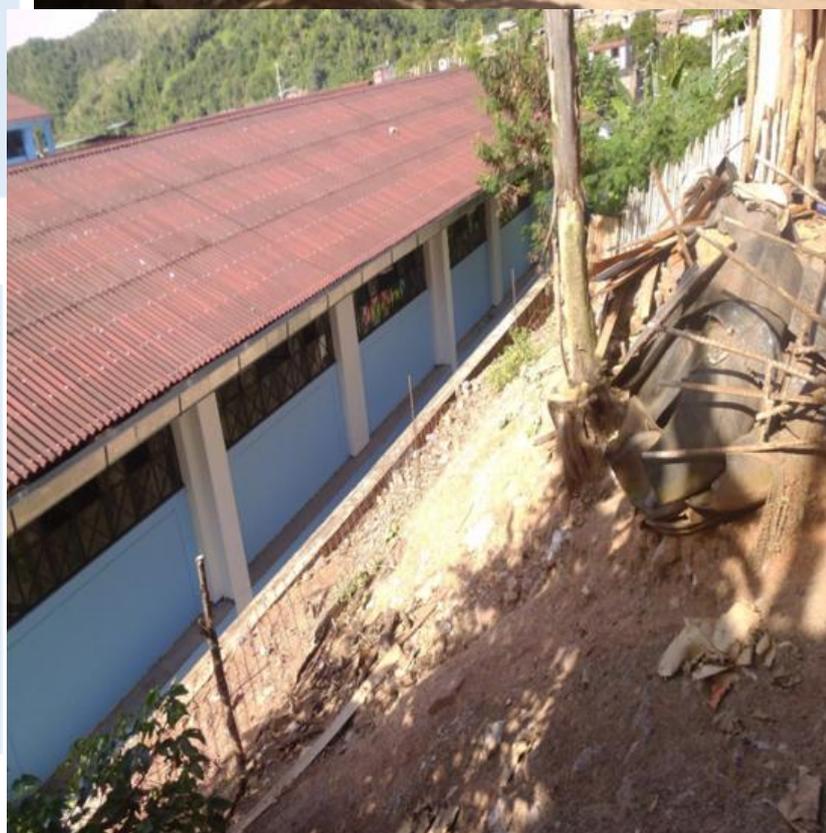
RESOLUCION INDECOPI
N° 001849/DSD - INDECOPI

- CONSTRUCTORA Y CONSULTORA EN GENERAL
- LABORATORIO DE SUELOS
- TOPOGRAFÍA
- PROYECTOS EN GENERAL

ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

**PROYECTO: "TECNOLOGIA DE
MUROS CELULARES PARA
OPTIMIZAR LA ESTABILIDAD
DE LOS TALUDES DE LA
INSTITUCION EDUCATIVA
SANTA ANA EN EL DISTRITO
DE PERENE -
CHANCHAMAYO -JUNIN
2017"**

**UBICACIÓN: SANTA ANA
DISTRITO: PERENE
PROVINCIA: CHANCHAMAYO
DEPARTAMENTO: JUNIN**



Jr. Paracas S/N - Barrio Patacocha - Pilcomayo
Telf.: (064) 587598 / Cel.: #981 783260
E-mail: kageotecnia@gmail.com



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

ASTERESPI
S.A.C

RESOLUCIÓN INDECOPI
N° 001849/DSD - INDECOPI

- CONSTRUCTORA Y CONSULTORA EN GENERAL
- LABORATORIO DE SUELOS
- TOPOGRAFÍA
- PROYECTOS EN GENERAL

INTRODUCCIÓN

Para la ejecución de proyectos de edificaciones, es importante conocer las características, propiedades y cualidades del suelo. Por lo que es necesario realizar los estudios de Mecánica De Suelos con fines de proposición y verificación de la cimentación, a fin de construir estructuras seguras y cimentaciones apropiadas que reflejen la realidad del lugar de estudio frente a un evento sísmico, en base al Artículo 3 de la Norma de Suelo y Cimentaciones E- 050, respetando la tabla N°1 en la cual se expone la clase de estructura, distancia mayor entre apoyos, número de pisos, etc.


Ing Kathern Espiritu Veliz
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y MS
CIP 133923

Jr. Paracas S/N - Barrio Patacocha - Pilcomayo
Telf.: (064) 587598 / Cel.: #981 783260
E-mail: kageotecnia@gmail.com



CAPITULO I: EL PROYECTO

1.1 OBEJTIVO DEL ESTUDIO

El objetivo del presente estudio del Proyecto denominado "TECNOLOGIA DE MUROS CELULARES PARA OPTIMIZAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LA INSTITUCION EDUCATIVA SANTA ANA EN EL DISTRITO DE PERENE - CHANCHAMAYO - JUNIN 2017", es realizar un Estudio de Mecánica de Suelos con fines de verificación de las propiedades del terreno, a fin de permitir calcular técnicamente los parámetros principales del suelo de acuerdo a la naturaleza del terreno sin riesgo de efectuarse posibles asentamientos, cortes, licuación de suelos y otros efectos que puedan perjudicar la estructura, con fines de cimentación.

OBJETIVO ESPECIFICO:

* Determinar las características mecánicas del suelo, con fines de cimentación en la reducción de vulnerabilidad mediante obras civiles, Investigación a cargo de:

- Bachiller Rossana Madrid López
- Bachiller Eliana Rojas Abila, con fines de realización de Tesis de investigación para obtención de título profesional.

1.2 UBICACIÓN DEL AREA DE ESTUDIO

La zona de estudio corresponde a Santa Ana del Distrito de Perene, Provincia de Chanchamayo - Junín.


Ing. Katherine Espiritu Veliz
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y M.S.
CIP 133923



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES
ASTERESPI
 S.A.C

RESOLUCIÓN INDECOPI
 N° 001849/DSD - INDECOPI

- CONSTRUCTORA Y CONSULTORA EN GENERAL
- LABORATORIO DE SUELOS
- TOPOGRAFÍA
- PROYECTOS EN GENERAL

DEPARTAMENTO: JUNIN



PROVINCIA: CHANCHAMAYO

DISTRITO: PERENE

SANTA ANA



ASTERESPI S.A.C.

Kathern Espiritu Veliz
 ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y M.S.
 CIP 133923

Jr. Paracas S/N - Barrio Patacocha - Pilcomayo
 Telf.: (064) 587598 / Cel.: #981 783260
 E-mail: kageotecnia@gmail.com



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

ASTERESPI
S.A.C

RESOLUCION INDECOPI
N° 001849/DSD - INDECOPI

- CONSTRUCTORA Y CONSULTORA EN GENERAL
- LABORATORIO DE SUELOS
- TOPOGRAFÍA
- PROYECTOS EN GENERAL

3 ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

De acuerdo a las características del proyecto, el estudio a realizar corresponde el análisis de propiedades del subsuelo, para la ejecución del proyecto denominado "TECNOLOGIA DE MUROS CELULARES PARA OPTIMIZAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LA INSTITUCION EDUCATIVA SANTA ANA EN EL DISTRITO DE PERENE - CHANCHAMAYO - JUNIN 2017".

1.3.1 ASPECTOS DE DISEÑO

Para la ejecución del presente análisis se tomará en cuenta los efectos de las cargas actuantes de la estructura, así como los efectos externos e internos que generan cargas axiales, de torsión flexo compresión, etc. Y de acuerdo a los siguientes aspectos ya descritos anteriormente, como son la rigidez lateral, efectos de tensión, flexo compresión, torsión, etc.

Las características finales de los resultados se muestran en la parte de cálculos finales de la obtención de la capacidad portante acorde al diseño de la cimentación.

Se ha clasificado conforme a las Normas Técnicas de la Norma E-050 que la edificación por el servicio y el área de trabajo, deberá contar con un estudio de suelos en un tipo de proyecto que señalamos en la tabla N°1, la cual permitirá realizar los estudios y evolución del mencionado Proyecto.


Katherine Espiritu Veliz
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y M.S.
CIP 133923

Jr. Paracas S/N - Barrio Patacocha - Pilcomayo
Telf.: (064) 587598 / Cel.: #981 783260
E-mail: kageotecnia@gmail.com



- CONSTRUCTORA Y CONSULTORA EN GENERAL
- LABORATORIO DE SUELOS
- TOPOGRAFÍA
- PROYECTOS EN GENERAL

TABLA 1 TIPO DE EDIFICACIÓN U OBRA PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN (TABLA 6)					
DESCRIPCIÓN	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS • (m)	NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	> 12
APORTICADA DE ACERO	< 12	III	III	III	II
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	III	III	II	I
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	< 12	II	I	—	—
BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	I	—	—	—
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	I	I	I	I
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	II	I	I	I
- Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior.					
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES		≤ 9 m de altura	> 9 m de altura		
		II	I		
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA		III			
INSTALACIONES SANITARIAS DE AGUA Y ALCANTARILLADO EN OBRAS URBANAS.		IV			

FUENTE: E050. RNE

 **ASTERESPI S.A.C.**
 Ing. *Katherin Espiritu Veliz*
 ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y M.S.
 CIP 133923



CAPITULO II: EL ESTUDIO

2.1 GENERALIDADES

2.1.1 OBLIGATORIEDAD DE LOS ESTUDIOS

Para la ejecución de un Estudio de Mecánica de Suelos, es necesario inicialmente prever las características generales del Proyecto a fin de poder determinar conforme la Norma E- 050, la obligatoriedad del estudio, y justificar el trabajo respectivo.

Por lo tanto es necesario evaluar las características que permiten determinar su necesidad. Estos aspectos se basan en:

1. Edificaciones para servicios

2. Edificación de 1 a 3 pisos, con más de 500m² de área techada en planta
3. Edificación de 4 a más pisos de altura.
4. Edificaciones industriales, fábricas, talleres, etc.
5. Edificaciones especiales con peligro de falla.
6. Edificaciones que requieren pilotes, pilares o plateas de fundación.
7. Edificación adyacente a taludes o suelos inestables.


ng Katherine Espiritu Veliz
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y M.S.
CIP 133923

Entonces podemos señalar que dentro del ítem 7 se encuentra contemplado nuestro proyecto, ya que corresponde a una Edificación adyacentes a taludes o suelos inestables.



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

ASTERESPI
S.A.C

RESOLUCIÓN INDECOPI
N° 001849/DSD - INDECOPI

CONSTRUCTORA Y CONSULTORA EN GENERAL
LABORATORIO DE SUELOS
TOPOGRAFÍA
PROYECTOS EN GENERAL

2.2 INVESTIGACIÓN DE CAMPO

Para la investigación de campo, ha sido necesario iniciar el trabajo, realizando un programa de exploración de suelo para ordenar en forma más didáctica los estudios a realizarse.

Para determinar las características físicas mecánicas del suelo, que nos permita estimar las condiciones de resistencia del sub-suelo, se ha realizado una investigación con 01 calicata en la superficie designada al proyecto, habiéndose extraído muestras representativas en suficiente cantidad para la ejecución de los respectivos ensayos de laboratorio.

2.2.1 OBJETIVOS DE LA EXPLORACIÓN

El programa de exploración de campo y los ensayos de laboratorio constituyen una parte del proyecto de una obra de Ingeniería Civil.

Dependiendo de sus alcances, el programa de exploración de suelos y ensayos de laboratorio pueden ser más o menos costosos, por lo cual sus alcances deben definirse con precisión para lograr un mínimo costo.

Los objetivos de la exploración de campo en nuestro proyecto han sido resumidos según la información que proveen para:

- a. Seleccionar la ubicación definitiva del proyecto.- En este caso la ubicación del terreno ha sido destinada para dicho fin.
- b. Investigación de obras existentes.- La investigación de obras existentes en nuestro caso han tenido los siguientes objetivos:



- Investigar estructuras cercanas que han fallado o que se prevean, puedan fallar.- constituye un objetivo muy importante, pues no se resuelve incógnitas con respecto al origen de datos o fallas investigados, sino que permite registrar la experiencia habida para prevenir casos similares en el futuro.
- c.- La exploración de suelos y los ensayos del laboratorio, es importante debido que permite prever al proyectista los parámetros del suelo necesarios para efectuar los análisis apropiados para el caso específico.
- d.- Otro objetivo es obtener toda información geotécnica necesaria para elegir los procedimientos constructivos más apropiados y evaluar la seguridad permanente de la obra.
- e.- También es importante dentro de este esquema evaluar los movimientos de tierras necesarios y adecuados

2.3 OBJETIVO DEL PROYECTO

La principal necesidad es que la estructura pueda soportar las cargas y esfuerzos actuantes y que esta conserve en forma estable.

Por razones inherentes al proyecto mismo y por la interrelación entre el subsuelo y el medio en el que se ubica, es necesario obtener la información suficiente que permita desarrollar el diseño de red.

Así mismo por razones al tipo de obra, al servicio que presta y a los materiales que la forman, la tolerancia de la misma a los asentamientos es variable y habrá necesariamente de influir en los alcances del programa de investigación de suelos.

 **ASTERESPI S.A.C.**

- INFORMACIÓN EXISTENTE:

La recopilación de la información existente, constituye uno de los pasos fundamentales para la elaboración del programa.

- PROGRAMA DE TRABAJO:

- a.- Reconocimiento de terreno y recopilación de información.
- b.- Información requerida del subsuelo
- c.- Ubicación y ejecución de las calicatas
- d.- Toma de muestras alteradas e inalteradas
- e.- Ejecución de ensayos de laboratorio
- f.- Perfil estratigráfico
- G.-Clasificación de suelos
- h. Limetes de Atterberg
- i.- Corte Directo



ASTERESPI S.A.C.
Katherine Espiritu Veliz
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y M.S.
CIP 133923

a.- RECONOCIMIENTO DE TERRENO Y RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

El terreno destinado al proyecto se encuentra en Santa Ana en el Distrito de Perene, de la Provincia de Chanchamayo, por lo que se puede apreciar la topografía del terreno en forma directa y se puede definir las características reales de la superficie del suelo, para mayor precisión estos serán realizados en los sondeos de la parte interior del subsuelo.

Con respecto al aspecto geológico de la zona, podemos señalar que corresponde a una zona estable sin posibilidad de fallas geológicas que puedan alterar la estabilidad de la obra.

- **Topografía:**

La topografía de la zona señalada en estudio es semiplana, verificado en campo, encontrándose diferentes desniveles en los componentes del proyecto.

- **Estudios de Suelos anteriores:**

Estudio de Mecánica de suelos realizados por la ING. BETTY CONDORI QUISPE.

b.- INFORMACIÓN REQUERIDA DEL SUB SUELO:

La información requerida del sub suelo parte de dos aspectos:

- a.- Propiedades mecánicas
- b.- Propiedades dinámicas



Propiedades Mecánicas:

Para efectos de diseño es necesario contar con estos aspectos de gran importancia, por lo que es necesaria su obtención.

Para ello se recurre a algunos medios anteriormente utilizados lo que permiten tener alguna información mecánica que pueda servirnos observándose que se ha comprobado en las construcciones cercanas existentes, y por los desechos dejados en las proximidades, que el tipo de suelo de esta zona corresponde a un terreno variado entre terreno granular y terreno fino, presentando cambios en su estratificación, por lo que consecuentemente debe ejecutarse la evaluación para terrenos del tipo granular con presencia de finos, pudiéndose extraer muestras inalteradas para ser trasladadas al laboratorio para sus análisis respectivos y así mismo realizarse ensayos "in situ", para determinar sus propiedades mecánicas.



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

ASTERESPI
S.A.C

RESOLUCIÓN INDECOPI
N° 001849/DSD - INDECOPI

- CONSTRUCTORA Y CONSULTORA EN GENERAL
- LABORATORIO DE SUELOS
- TOPOGRAFÍA
- PROYECTOS EN GENERAL

Propiedades Dinámicas:

Para la determinación del comportamiento del suelo ante solicitudes sísmicas, es necesaria la determinación en el campo de la velocidad de la onda de corte (v_s) y la onda de compresión (v_p), en este proyecto, no será necesaria la evaluación de este tipo de propiedades.



c.- TIPO DE EXPLORACIÓN Y SONDEOS

Las técnicas de investigación en el campo, aplicables al Estudio de Mecánica de Suelos son los indicados en la Tabla.

De las cuales en el presente estudio se aplicaron las resaltadas.

CUADRO TECNICAS DE INVESTIGACIÓN DE CAMPO

NORMA	DENOMINACIÓN
MTC E 101 – 2000	Pozos, calicatas, trincheras y zanjas.
NTO 339.129:1998	SUELOS. Método de prueba Estándar para el contenido de Humedad del suelo y roca in situ por Métodos Nucleares (Poca profundidad).
NTP 339.143: 1999	SUELOS. Método de ensayo estándar para la densidad y el peso unitario del suelo in-situ. Mediante el método del cono de arena.
NTP 339.144:1999	SUELOS. Método de ensayo estándar para la densidad In-situ de suelo y suelo agregado por métodos nucleares (Profundidad Superficial).
ASTM D4944	Determinación de la humedad en suelos por medio de la presión del gas generado por carburo de calcio.
NTP 339. 150:2001	SUELOS. Descripción e identificación de suelos. Procedimiento visual y manual
NTP 339.161:2001	SUELOS. Práctica para la investigación y muestreo de suelos por Perforaciones con Ba-



NTP 339.169:2002	SUELOS. Muestreo Geotécnico de suelos con tubos de Pared Delgada.
NTP 339.172:2002	SUELOS. Método de prueba normalizada para el contenido de humedad de suelo y roca in situ por métodos nucleares (poca profundidad)
NTP 339.175:2002	SUELOS. Método de ensayo normalizado in-situ para CBR (California Bearing Ratio – Relación del valor soporte) de suelos.
ASTM D 6951	Método estándar de ensayo para el uso de penetrómetro dinámico de cono en aplicaciones superficiales de pavimento.

Fuente: R.N.E

d.- NÚMERO DE SONDEOS, ESPACIAMIENTOS, Y UBICACIÓN DE LAS CALICATAS.

Número de Sondeos:

El número de sondeos a realizar, están determinados por el espaciamiento entre estos y la extensión del proyecto.

No existe un criterio único para determinar el distanciamiento de los sondeos.

Podemos observar que por razones prácticas se muestra en el siguiente cuadro los espaciamientos típicos usados en función del tipo de proyecto. Los valores pueden duplicarse si el suelo es regular, uniforme y conocido, o reducidos a la mitad si el suelo es irregular.

ASTERESPI S.A.C.
Ing Kathern Espiritu Veliz
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y M.S.
CIP 133923



Espaciamiento de Sondeos:

Se tomará en consideración:

CUADRO NÚMERO DE PUNTOS DE INVESTIGACIÓN SEGÚN TIPO DE EDIFICACIÓN

TIPO DE EDIFICACIÓN U OBRA (TABLA 1)	NÚMERO DE PUNTOS DE EXPLORACION.
I	1 por cada 225 m ² de área techada del primer piso
II	1 por cada 450 m ² de área techada del primer piso
III	1 por cada 900 m ² de área techada del primer piso
IV	1 por cada 100 m de instalaciones sanitarias de agua y alcantarillado en obras urbanas
Habilitación urbana para viviendas unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada Ha. De terreno habilitado

Fuente R.N.E E 0.50

- Donde I,II,III,IV designan la importancia relativa de la estructura, siendo I más exigente que II, este que el III y éste que el IV.

Profundidad de Sondeos:

La regla más aceptada para determinar la profundidad de los sondeos, es la que indica que estos deben llegar hasta una profundidad tal que el efecto de las cargas sea mayor al 10% de la presión de confinamiento, regla que no es absoluta y que es fruto de la experiencia en este campo

Sin embargo dado que la profundidad en que el incremento de la presión es 10% solo puede conocerse después de estudiado el suelo y determinado las condiciones de cimentación de una estructura dada, no puede entonces ser conocida sino hasta después de ejecutado el sondeo cuya profundidad se trata de determinar.


ASTERESPI S.A.C.
Ing. Kathern Espiritu Veliz
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y M.S.
CIP 133923



Profundidad «p» mínima a alcanzar en cada punto de Investigación

- La recomendada cimentación superficial

Se determina de la siguiente manera:

EDIFICACIÓN SIN SÓTANO:

$$p = D_f + z$$

Donde:

D_f = En una edificación sin sótano, es la distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el fondo de la cimentación.

$z = 1,5 B$; siendo B el ancho de la cimentación prevista de mayor área.

d.- TOMA DE MUESTRAS ALTERADAS E INALTERADAS

Dentro del proyecto, se obtendrán, muestras alteradas e inalteradas, así como ensayos in situ como en laboratorio.

Conociendo las características de los suelos granulares y finos, se ha observado que en la ejecución de calicatas, en su totalidad se encuentra esta variedad de materiales y consecuentemente será necesaria la observación de muestras alteradas, pero si se efectuará ensayos in situ, y obtener la densidad natural del terreno.

Ensayos In Situ:

- **Perfil Estratigráfico**

Ensayos de Laboratorio:

Se realizaron los respectivos ensayos de Mecánica de Suelos de acuerdo a las normas ASTM, y según la relación que se indica. Los que han permitido determinar la clasificación de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) y la capacidad portante.



- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422
- Limite Líquido ASTM D-4318
- Limite Plástico ASTM D-4318
- Corte Directo

CUADRO DE ENSAYOS SEGÚN NORMATIVA A REALIZAR

NOMBRE DE ENSAYO	USO	METODO	ENSAYO	TAMAÑO DE MUESTRA	PROPOSITO DEL ENSAYO
ANALISIS GRANULOMETRICO	CLASIFICACIÓN	T-88	D422	3KG	Para determinar la distribución de tamaño de partículas.
LIMITE LIQUIDO	CLASIFICACIÓN	T-89	D4318	5KG	Hallar el contenido de agua en los estados Líquido y Plástico.
LIMITE PLASTICO	CLASIFICACIÓN	T-90	D4318	6KG	Hallar el contenido de agua en los estados plásticos y semisólidos.
INDICE PLASTICO	CLASIFICACIÓN	T-90	D4318	7KG	Hallar el rango de contenido de agua por encima del cual, el suelo cambia a un estado plástico.
CORTE DIRECTO	ANGULO DE FRICCIÓN Y COHESIÓN			7KG	Hallar el ángulo de fricción, con el fin de determinar la capacidad portante.

FUENTE: PROPIA



ASTERESPI S.A.C.
Kathern Espiritu Veliz
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y MS
CIP 133923



e.- RESULTADOS DE ENSAYOS IN SITU Y DE LABORATORIO

Las investigaciones de campo, estuvieron íntimamente ligados al suelo encontrado. La exploración se realiza mediante los sondeos a cielo abierto y conforme a los cálculos preliminares de profundidad mínima de investigación será de 1,50 m por debajo de la cota de rasante de terreno. A dichas alturas se ha efectuado la obtención de los siguientes resultados, conforme las calicatas realizadas.

La profundidad de las calicatas excavadas fueron las siguientes:

CUADRO N°1 - CALICATAS

CATA	CALI-	PROF. (m)	UBICACIÓN Progresiva	Nive Freático (m.)
	C-1	3.0	MURO DE CONTENCIÓN	_____

PERFILES ESTATIGRAFICOS:

De acuerdo a los resultados obtenidos, se adjunta el perfil estratigráfico del sondeo realizado, con este sondeo y con dichos parámetros se utilizará para ejecutar los cálculos finales. (Véase certificados adjuntos).


Katherine Espiritu Veliz
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y M.S.
C.I.D. 133923



CALICATA 01: MURO DE CONTENCIÓN INSTITUCIÓN EDUCATIVA SANTA ANA

- Del 0.00 al -0.20 m encontramos material orgánico en estado húmedo, color marrón oscuro.
- Del 0.00 al -1.35 m encontramos material terroso, con estabilidad media, suelo arenoso de color marrón oscuro.
- Del -1.40 al -2.00m, encontramos arena bien gradada, de color marrón claro, en estado húmedo, inestable en condición suelta.

• **DESCRIPCIÓN DE LA CONFORMIDAD DE SUBSUELO DEL ÁREA DE ESTUDIO:**

Conforme a los análisis y perfil estratigráfico obtenido presentamos la descripción del sub suelo conforme a lo siguiente:

Conforme a la estratigrafía del terreno encontramos:

CALICATA	UBICACIÓN	PROF. (m) DE MUESTRA	CLASIFICACIÓN	ANGULO DE FRICCIÓN	COHESIÓN	PESO ESPECIFICO
C-1	CALICATA MURO CONTENCIÓN	2.50 m	SW	31°	0.00	1.69 gr/cm3


Ing Kathern Espiritu Veliz
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y M.S.
CIP 133923

CAPITULO III: CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

3.1 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

El valor de capacidad portante es necesario para determinar la estabilidad de cimentaciones.

Una de las consideraciones importantes es el tipo de suelo donde se ubicará el nivel de cimentación.

Se deberá determinar el valor de la mayor presión vertical posible, que se pueda transmitir al subsuelo, sin que ello genere mayores asentamientos que puedan ser admitidos por el tipo de estructura utilizado.

Según datos obtenidos en el laboratorio MASTERESP SAC el tipo de suelo que presenta la zona de estudio:

CUADRO PARAMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO

CALICATA	UBICACIÓN	PROF. (m) DE MUESTRA	CLASIFICACIÓN	ANGULO DE FRICCIÓN	COHESIÓN	PESO ESPECIFICO
C-1	CALICATA MURO CONTENCIÓN	2.50 m	SW	31°	0.00	1.69 gr/cm ³



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

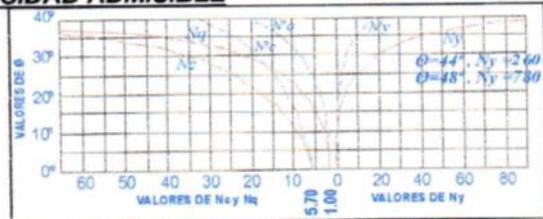
ASTERESPI
S.A.C

RESOLUCIÓN INDECOPI
N° 001849/DSD - INDECOPI

- CONSTRUCTORA Y CONSULTORA EN GENERAL
- LABORATORIO DE SUELOS
- TOPOGRAFÍA
- PROYECTOS EN GENERAL

ANÁLISIS DE CAPACIDAD ADMISIBLE

N° DE MUESTRA : **1**
 N° DE CALICATA : **C-01**
 CLASIFICACION SUCS: **SW**
 Peso Específico γ_m : **1.69** gr/cm³
 Angulo de Friccion ϕ : **31.0** °
 Cohesion **C** : **0** Kg/cm²



Según teoría de Terzagui y parámetros de Vesic

Capacidad de Carga Ultima para Cimentaciones

q_c = Capacidad de Carga Ultima
 q_d = Capacidad Admisible

$$q_c = \frac{2}{3} c N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_y$$



CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGAS PARA DIFERENTES ALTURAS DE CIMENTACION

TIPO DE FALLA LOCAL PARA CIMIENTOS CORRIDOS

P. ESPECIFICO (Kg/cm ³)	ϕ	ϕ'	C	C'	N _c	N _q	N _y	Sc	Sq	Sy	F.S.
0.00169	31.0	22	0	0.00	18.92	8.26	4.31	1.00	1.00	1.00	3

TIPO DE FALLA LOCAL PARA ZAPATA CUADRADA

P. ESPECIFICO (Kg/cm ³)	ϕ	ϕ'	C	C'	N _c	N _q	N _y	Sc	Sq	Sy	F.S.
0.00169	31.0	22	0	0.00	18.92	8.26	4.31	1.44	1.40	0.6	3

CIMIENTO CORRIDO

Base (cm)	Prof. (cm)	qc (kg/cm ²)	qd (kg/cm ²)
50	60	2.72	0.91
50	70	2.96	0.95
50	80	3.00	1.00
50	90	3.14	1.05
50	100	3.28	1.09
50	110	3.42	1.14
50	120	3.56	1.19
60	60	2.76	0.92
60	70	2.90	0.97
60	80	3.04	1.01
60	90	3.18	1.06
60	100	3.32	1.11
60	110	3.46	1.15
60	120	3.60	1.20
80	60	2.83	0.94
80	70	2.97	0.99
80	80	3.11	1.04
80	90	3.25	1.08
80	100	3.39	1.13
80	110	3.53	1.18
80	120	3.67	1.22

ZAPATA CUADRADA

Base (cm)	Prof. (cm)	qc (kg/cm ²)	qd (kg/cm ²)
100	100	4.62	1.54
100	110	4.81	1.60
100	120	5.01	1.67
100	130	5.21	1.74
100	140	5.40	1.80
100	150	5.60	1.87
100	160	5.79	1.93
150	100	4.73	1.58
150	110	4.92	1.64
150	120	5.12	1.71
150	130	5.31	1.77
150	140	5.51	1.84
150	150	5.71	1.90
150	160	5.90	1.97
200	100	4.84	1.61
200	110	5.03	1.68
200	120	5.23	1.74
200	130	5.42	1.81
200	140	5.62	1.87
200	150	5.81	1.94
200	160	6.01	2.00



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. El proyecto consiste: "TECNOLOGIA DE MURDS CELULARES PARA OPTIMIZAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LA INSTITUCION EDUCATIVA SANTA ANA EN EL DISTRITO DE PERENE - CHANCHAMAYO -JUNIN 2017".

2. Se calculó la capacidad de carga admisible para una sección de 1.00 x 1.00 mts, DF. DE 1M Y 1.50 M obteniéndose:

$$Q_{adm} = 1.54 \text{ kg/cm}^2 (1\text{m})$$

$$Q_{adm} = 1.87 \text{ kg/cm}^2 (1.5 \text{ m})$$

3. De acuerdo a la clasificación del material se puede determinar, el factor de fricción del suelo es de 0.57.

4. Durante la excavación se encontró a 1.35m de profundidad un suelo suelto, con contenido de humedad 2.2 %, en condiciones inestables, con presencia de gravas aisladas, sin presencia de napa freática.

5. Dada las condiciones del suelo y Q_{adm} se recomienda utilizar vigas de cimentación, profundidad de desplante (D_f) superior a 1.50 m.

6. Los resultados del presente estudio, solo son válidos para la zona estudio investigada.



ASTERESPI S.A.C.
Ing. Kathern Espiritu Veliz
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y M.S.
CIP 133923



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES
ASTERESPI
S.A.C

RESOLUCION INDECOPI
N° 001849/DSD - INDECOPI

- CONSTRUCTORA Y CONSULTORA EN GENERAL
- LABORATORIO DE SUELOS
- TOPOGRAFÍA
- PROYECTOS EN GENERAL

PERFIL ESTATIGRAFICO

Jr. Paracas S/N - Barrio Patacocha - Pilcomayo
Telf.: (064) 587598 / Cel.: #981 783260
E-mail: kageotecnica@gmail.com



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

ASTERESPI
S.A.C

RESOLUCION INDECOPI N° 001849/DSD - INDECOPI

- CONSTRUCTORA Y CONSULTORA EN GENERAL
- LABORATORIO DE SUELOS
- TOPOGRAFÍA
- PROYECTOS EN GENERAL

MASTERESPI SAC LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES					REGISTRO DE EXCAVACION
PETICIONARIO : BACH. ROSSANA MADRID LOPEZ ATENCION: BACH. ELIANA ROJAS ABILA					EXCAVACION : C-1 NIVEL FREATICO : No se encontró
PROYECTO : "TECNOLOGIA DE MUROS CELULARES PARA OPTIMIZAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LA INSTITUCION EDUCATIVA SANTA ANA EN EL DISTRITO DE PERENE - CHANCHAMAYO - JUNIN 2017"					TAMAÑO EXCAV. : 1,0 x 1,0 x 3,00 m.
UBICACIÓN : SANTA ANA - PERENE - CHANCHAMAYO - JUNIN					INICIO : TERMINO :
METODO DE EXCA Manual					REVISADO POR : J.P.M
PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACION		CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	PESO VOLUMETRICO (g/cm3)	DESCRIPCION Y CLASIFICACION DEL MATERIAL : COLOR, HUMEDAD NATURAL, PLASTICIDAD, ESTADO NATURAL DE COMPACIDAD, FORMA DE LAS PARTICULAS, TAMAÑO MAXIMO DE PIEDRAS, PRESENCIA DE MATERIA ORGANICA, ETC.
	SIMBOLOS	GRAFICO			
0.20 0.25	RE	RE	2.5	1.562	Material orgánico, con presencia de raices, color marrón oscuro.
0.50 0.60 0.75	SP		3	1.62	Encontramos material terroso, con estabilidad media, suelo arenoso de color marrón oscuro.
1.00 1.05					
1.25 1.35	SW		3.2	1.67	Encontramos arena bien gradada, de color marrón claro, en estado húmedo, inestable en condición suelta
1.50					
1.75					
2.00					
2.25					
2.50					
IDENTIFICACION DE MUESTRAS Re: Material de relleno S/M: Sin muestra M-1: Muestra alterada					OBSERVACIONES : Calicata N°1

Jr. Paracas S/N - Barrio Patacocha - Pilcomayo
 Telf.: (064) 587598 / Cel.: #981 783260
 E-mail: kageotecnia@gmail.com


ASTERESPI S.A.C.
 Ing. Katherine Espinosa Veliz
 ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y M.S.
 CIP 133923



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

ASTERESPI
S.A.C

RESOLUCIÓN INDECOPI
N° 001849/DSD - INDECOPI

- CONSTRUCTORA Y CONSULTORA EN GENERAL
- LABORATORIO DE SUELOS
- TOPOGRAFÍA
- PROYECTOS EN GENERAL

PANEL DE CERTIFICADOS

Jr. Paracas S/N - Barrio Patacocha - Pilcomayo
Telf.: (064) 587598 / Cel.: #981 783260
E-mail: kageotecnia@gmail.com



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES
ASTERESPI
S.A.C

RESOLUCIÓN INDECOPI
N° 001849/DSD - INDECOPI

CONSTRUCTORA Y CONSULTORA EN GENERAL
LABORATORIO DE SUELOS
TOPOGRAFÍA
PROYECTOS EN GENERAL

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
MECANICA DE SUELOS Y ASFALTO

Bach. Rossana Madrid Lopez

Peticionario
Proyecto/Obra

: Bach. Eliana Rojas Abila
: "TECNOLOGIA DE MUROS CELULARES PARA OPTIMIZAR LA ESTABILIDAD DE LOS
TALUDES DE LA INSTITUCION EDUCATIVA SANTA ANA EN EL DISTRITO DE PERENE -
CHANCHAMAYO - JUNIN 2017"

Ubicación

: SANTA ANA - PERENE - CHANCHAMAYO

ANALISIS GRANULOMETRICO NTP 339,128 - ASTM D422

Código ASTM D422-63(2007)e2
Título Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils
(Withdrawn 2016)

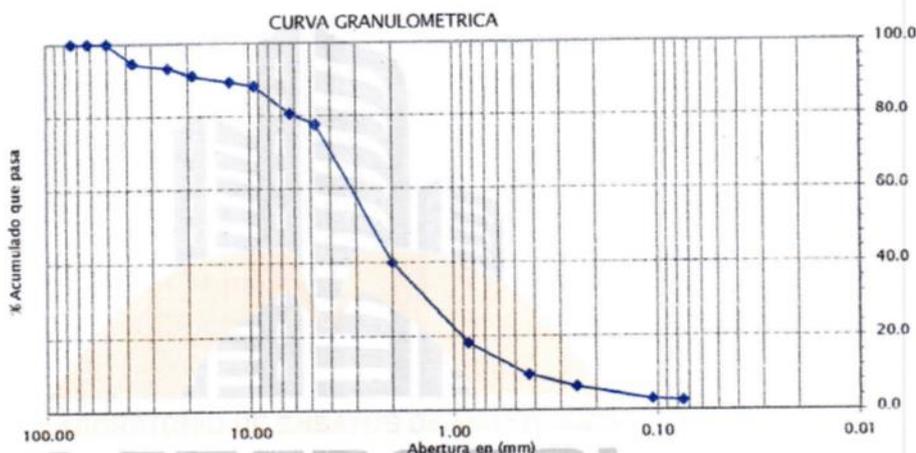
Código NTP 339.128:1999 (revisada el 2014)
Título SUELOS. Método de ensayo para el análisis granulométrico. 1°
Edición. Reemplaza a la NTP 339.128:1999

LIMITES DE CONSISTENCIA NTP 339,129 - ASTM D4318

Código (BS 1377:1990: parte 2, las cláusulas 4.3, 4.5)
Título Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes

NTP 339.129:1999 (revisada el 2014)
SUELOS. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico
e índice de plasticidad de suelos. 1° Edición. Reemplaza a la NTP
339.129:1999 NTP 339.130:1999 (revisada el 2014)

Tamiz	Abertura	% Acum.
3"	75.00	100.0
2 1/2"	62.00	100.0
2"	50.00	100.0
1 1/2"	37.50	94.6
1"	25.00	93.2
3/4"	19.00	91.1
1/2"	12.50	89.4
3/8"	9.50	88.3
1/4"	6.30	80.6
N° 4	4.75	77.6
N° 10	2.00	40.1
N° 20	0.85	18.3
N° 40	0.43	9.6
N° 60	0.25	6.4
N° 140	0.106	3.1
N° 200	0.075	2.6



Lim. Liquido

Penetracion (mm)	w (%)

Lim. Plastico

NP
NP



LIMITE LIQUIDO	NP
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE PLASTICO	---
INDICE DE FLUIDEZ	0.00
CLASIF. SUCS :	SW
ARENA BIEN GRADADA CON GRAVA	
CLASIF. AASHTO :	A-1-a (0)
CONT. HUMEDAD (%)	6.04

Ubicación	C-1
Muestra	M1
Profundidad	1.35

OBSERVACIONES

: Muestras provista e identificada por el interesado

El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del laboratorio salvo que la reproducción sea en su totalidad. (GUÍA PERUANA INDECOPI: GP 004)

EQUIPO UTILIZADO:

Tamices ESTANDAR TEST SIEVE ASTM E-11 ESPECIFICACION (ELE INTERNATIONAL)

Penetrometro Estatico para limite liquido con punta conica - Marca Ele International

Estufa utilizada: Modelo STHX-1A, Serie 17824 - Calibrada por PyS Equipos (Certificado de Calibracion N°1242/20)

Balanza OHAUS SE602F, N° Serie 8358190110 - 600gr. Calibrada por PyS Equipos (Certificado de Calibracion N°SM-856-2020)

ASTERESPI S.A.C.
Ing. *Kathenn Espiritu Veliz*
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y MS
CIP 133923

Jr. Paracas S/N - Barrio Patacocha - Pilcomayo
Telf.: (064) 587598 / Cel.: #981 783260



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES
ASTERESPI
S.A.C

RESOLUCIÓN INDECOPI
N° 001849/DSD - INDECOPI

- CONSTRUCTORA Y CONSULTORA EN GENERAL
- LABORATORIO DE SUELOS
- TOPOGRAFÍA
- PROYECTOS EN GENERAL

Peticionario:	Bach. Rossana Madrid Lopez Bach. Eliana Rojas Abila		
Proyecto/Obra:	"TECNOLOGIA DE MUROS CELULARES PARA OPTIMIZAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LA INSTITUCION EDUCATIVA SANTA ANA EN EL DISTRITO DE PERENE - CHANCHAMAYO - JUNIO 2017"	Calicata:	C-1
Ubicación:	SANTA ANA - PERENE - CHANCHAMAYO		

IDENTIFICACION DEL MATERIAL

Calicata:	C - 1
Muestra:	M- 1
Profundidad (m):	1.35

CORTE DIRECTO NTP 339,171 - ASTM D3080

Angulo de Fricción Interna (°)	31.00
Cohesión (kg/cm ²)	0.00

* EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN LA AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD.
* LOS RESULTADOS PRESENTADOS CORRESPONDEN A LA MUESTRA ENSAYADA. EL LABORATORIO NO SE HACE RESPONSABLE POR EL MAL USO DE LOS MISMOS.

ASTERESPI

 **ASTERESPI S.A.**


Ing Katherine Espiritu Vilca
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y M.S
CIP 133923



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

ASTERESPI
S.A.C

RESOLUCIÓN INDECOPI
N° 001849/DSD - INDECOPI

- CONSTRUCTORA Y CONSULTORA EN GENERAL
- LABORATORIO DE SUELOS
- TOPOGRAFÍA
- PROYECTOS EN GENERAL

Peticionario:	Bach. Rossana Madrid Lopez Bach. Eliana Rojas Abila	Calicata:	U-1
Proyecto/Obra:	"TECNOLOGIA DE MURDS CELULARES PARA OPTIMIZAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LA INSTITUCION EDUCATIVA SANTA ANA EN EL DISTRITO DE PERENE - CHANCHAMAYO - JUNIN 2017"		
Ubicación:	SANTA ANA - PERENE - CHANCHAMAYO		

CORTE DIRECTO NTP 339,171 - ASTM D3080

Esfuerzo Normal (kg/cm ²)	1	2	4
Altura (cm)	2.16	2.16	2.16
Diámetro (cm)	5.08	5.08	5.08
Cont. Humedad (%)	2.2	2.2	2.2
Densidad Seca (g/cm ³)	1.65	1.65	1.65
Velocidad (mm/min)	0.25	0.25	0.25
Estado	Remoldeado	Remoldeado	Remoldeado

Deformación (%)	1 Kg		2 Kg			4 Kg		
	Esf. Corte	Esf. Norma.	Def. (%)	Esf. Corte	Esf. Norma.	Def. (%)	Esf. Corte	Esf. Norma.
0.00	0.07	0.07	0.00	0.10	0.00	0.00	0.11	0.00
0.05	0.18	0.18	0.05	0.19	0.10	0.05	0.26	0.07
0.10	0.21	0.21	0.10	0.25	0.13	0.10	0.33	0.08
0.20	0.28	0.28	0.20	0.32	0.16	0.20	0.44	0.11
0.35	0.35	0.35	0.35	0.38	0.19	0.35	0.55	0.14
0.50	0.49	0.49	0.50	0.57	0.29	0.50	0.81	0.20
0.75	0.56	0.56	0.75	0.70	0.35	0.75	1.03	0.26
1.00	0.63	0.63	1.00	0.79	0.40	1.00	1.22	0.31
1.25	0.67	0.67	1.25	0.92	0.46	1.25	1.44	0.36
1.50	0.70	0.70	1.50	0.98	0.49	1.50	1.62	0.41
1.75	0.70	0.70	1.75	1.05	0.53	1.75	1.73	0.43
2.00	0.72	0.72	2.00	1.08	0.54	2.00	1.84	0.46
2.50	0.74	0.74	2.50	1.13	0.57	2.50	1.96	0.49
3.00	0.74	0.74	3.00	1.15	0.58	3.00	2.03	0.51
3.50	0.74	0.74	3.50	1.16	0.58	3.50	2.07	0.52
4.00	0.75	0.75	4.00	1.18	0.59	4.00	2.10	0.53
4.50	0.75	0.75	4.50	1.18	0.59	4.50	2.12	0.53
5.00	0.75	0.75	5.00	1.19	0.60	5.00	2.12	0.53
6.00	0.75	0.75	6.00	1.19	0.60	6.00	2.12	0.53
7.00	0.74	0.74	7.00	1.20	0.60	7.00	2.11	0.53
8.00	0.74	0.74	8.00	1.20	0.60	8.00	2.10	0.53
9.00	0.74	0.74	9.00	1.19	0.60	9.00	2.07	0.52
10.00	0.72	0.72	10.00	1.19	0.60	10.00	2.03	0.51
11.00	0.72	0.72	11.00	1.18	0.59	11.00	1.99	0.50
12.00	0.70	0.70	12.00	1.17	0.59	12.00	1.98	0.50

* EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN LA AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD.

* LOS RESULTADOS PRESENTADOS CORRESPONDEN A LA MUESTRA ENSAYADA, EL LABORATORIO NO SE HACE RESPONSABLE POR EL MAL USO DE LOS MISMOS.

ASTERESPI S.A.C.

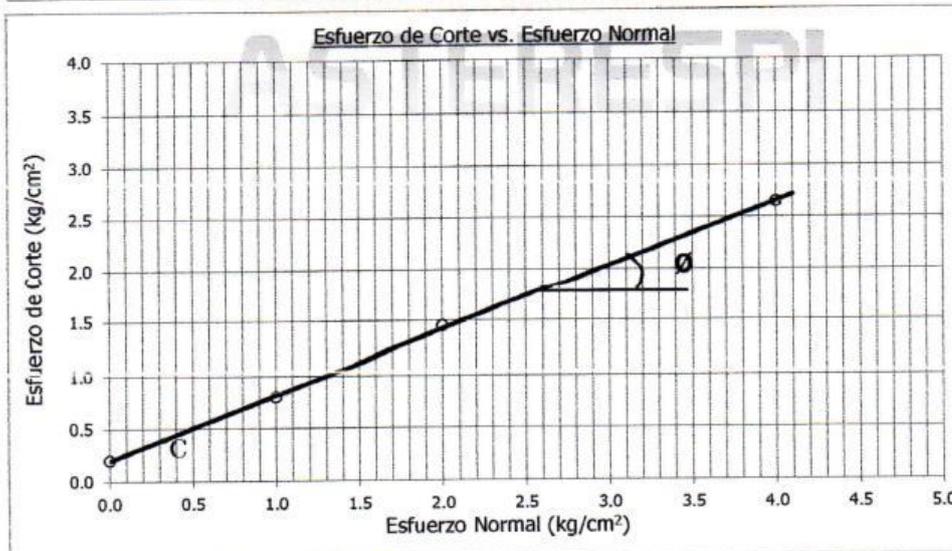
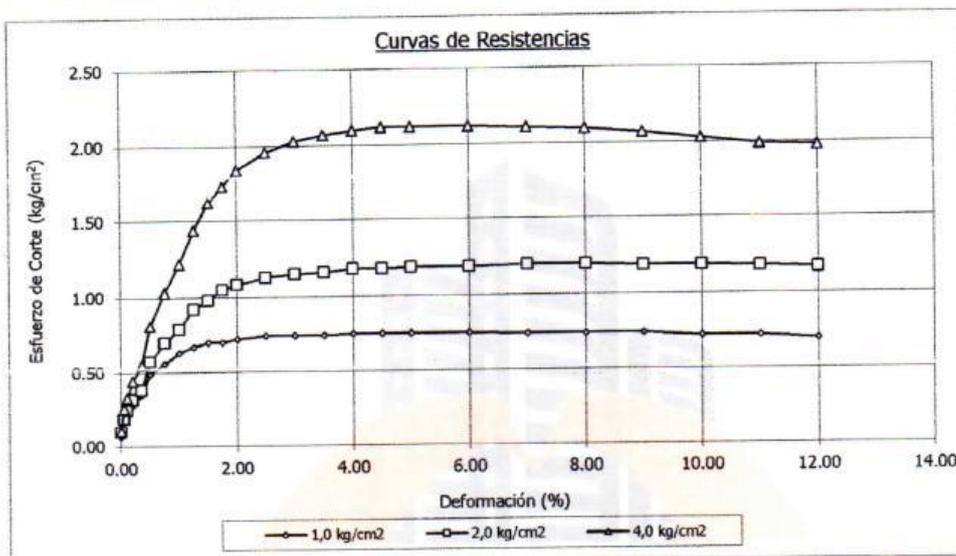
Ing Kathern Espiritu Veliz
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y MS
CIP 133923

Jr. Paracas S/N - Barrio Patacocha - Pilcomayo
Telf.: (064) 587598 / Cel.: #981 783260
E-mail: kageotecnia@gmail.com



- CONSTRUCTORA Y CONSULTORA EN GENERAL
- LABORATORIO DE SUELOS
- TOPOGRAFÍA
- PROYECTOS EN GENERAL

Peticionario: Bach. Rossana Madrid Lopez
Bach. Eliana Rojas Abila
Proyecto/Obr: "ALTERNATIVA DE REDUCCION DE VULNERABILIDAD MEDIANTE LA PROPUESTA INTEGRAL DE OBRAS CIVILES PARA LA INSTITUCION EDUCATIVA SANTA ANA EN EL DISTRITO DE PERENE- CHANCHAMAYO - JUNIN 2017"
Ubicación: SANTA ANA - PERENE - CHANCHAMAYO
Calicata: C-1



* EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN LA AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCION SEA EN SU TOTALIDAD.
* LOS RESULTADOS PRESENTADOS CORRESPONDEN A LA MUESTRA ENSAYADA, EL LABORATORIO NO SE HACE RESPONSABLE POR EL MAL USO DE LOS MISMOS.

ASTERESPI S.A.C.
Ing. Kathryn Espiritu Veliz
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y M.S.
CIP 133923

ANEXO 4

PLANOS DE ESTUDIO PROPUESTO

ZONIFICACION

- (A) BLOQUE PEDAGOGICO 02 NIVELES**
 01 AULA CULTURA
 01 LABORATORIO
 01 AULA DE COMPUTO
 01 BIBLIOTECA
- (B) BLOQUE PEDAGOGICO 03 NIVELES**
 12 AULAS
- (C) BLOQUE ADMINISTRATIVO 02 NIVELES**
 01 SECRETARIA
 01 DIRECCION Y SS/H
 01 ADMINISTRACION
 01 DEPOSITO ARCHIVO
 01 TOPICO
 01 CONTROL
 01 AULA MULTIFUNCIONAL
 01 SS/H PROFESORES
 01 DEPOSITO
 01 SS/H DISCAPACITADOS
- (D) BLOQUE SERVICIOS 01 NIVEL**
 02 MODULOS SS/H
 01 COMEDOR
 01 COCINA
 01 DEPOSITO INSTRUMENTALES
 01 DEPOSITO GENERAL

CUADRO DE AREAS

AREA DEL TERRENO	= 4.323,09 M ²
AREA CONSTRUIDA PRIMER NIVEL	= 952,43 M ²
AREA CONSTRUIDA SEGUNDO NIVEL	= 590,07 M ²
AREA CONSTRUIDA TERCER NIVEL	= 230,52 M ²
AREA CONSTRUIDA TOTAL	= 1.773,02 M ²
AREA LIBRE	= 2.550,07 M ²

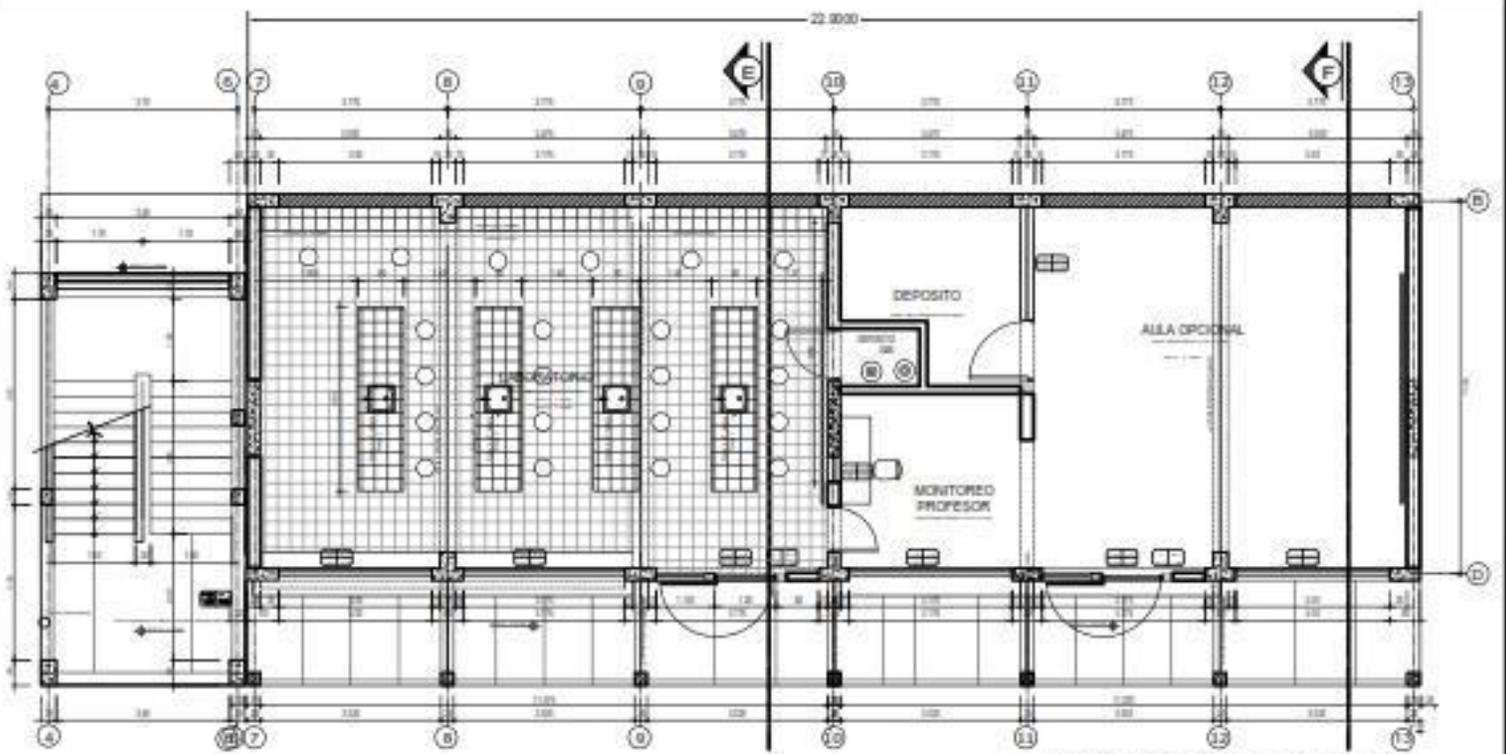


PRIMER NIVEL

SEGUNDO NIVEL

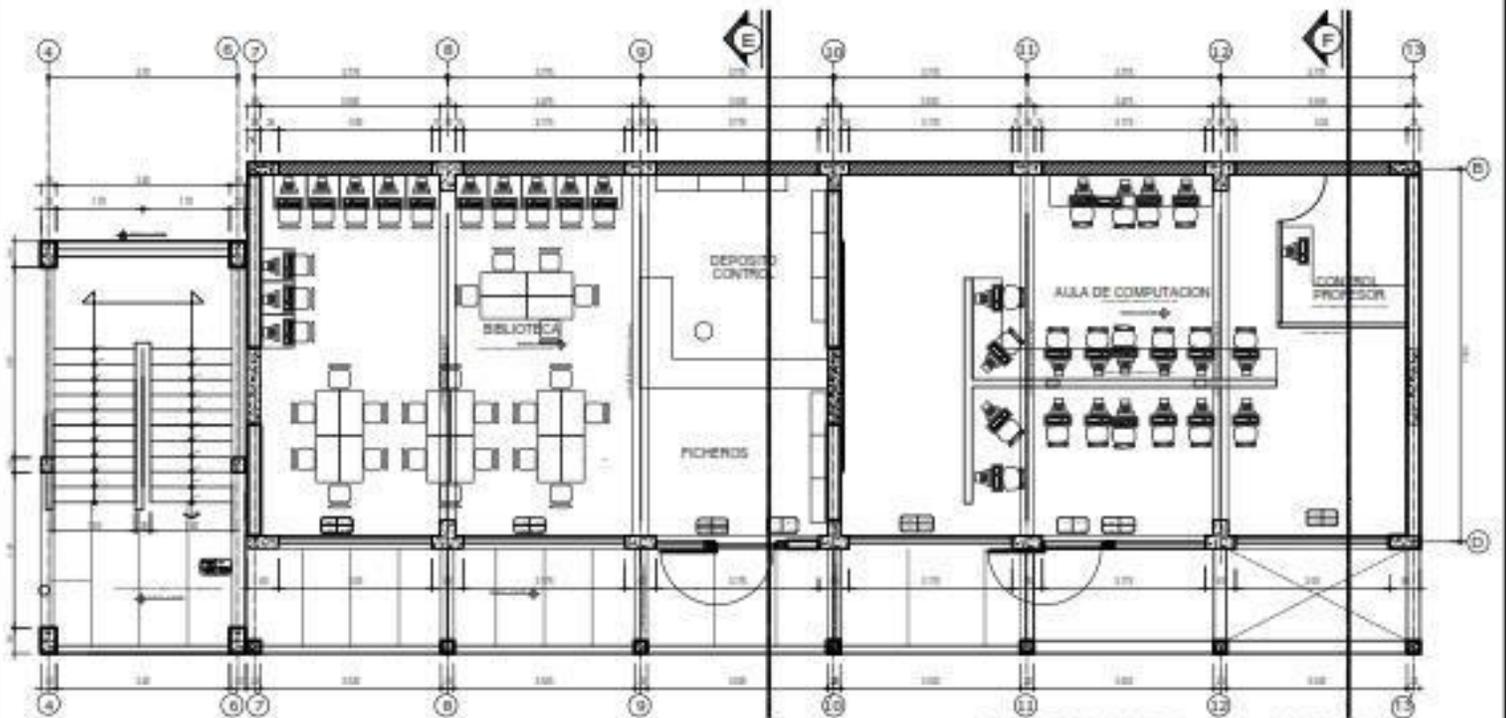
PLAN GENERAL

UNIVERSIDAD PEDAGOGICA LOS RIOS			
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA	REVISOR DE BARRIO (ELEGIDA PARA OTORGAR LA APLICACION DE LOS PLANES DE LA PROYCCION EDUCATIVA, APLICACION DE ESTADOS DE PLANES) - COORDINADOR: JUAN...		
2008	2008	2008	2008
PLAN GENERAL PROYECTADO			
WALDUMAR PULGARIN	2008		
WALDUMAR PULGARIN	2008		
			PP-01



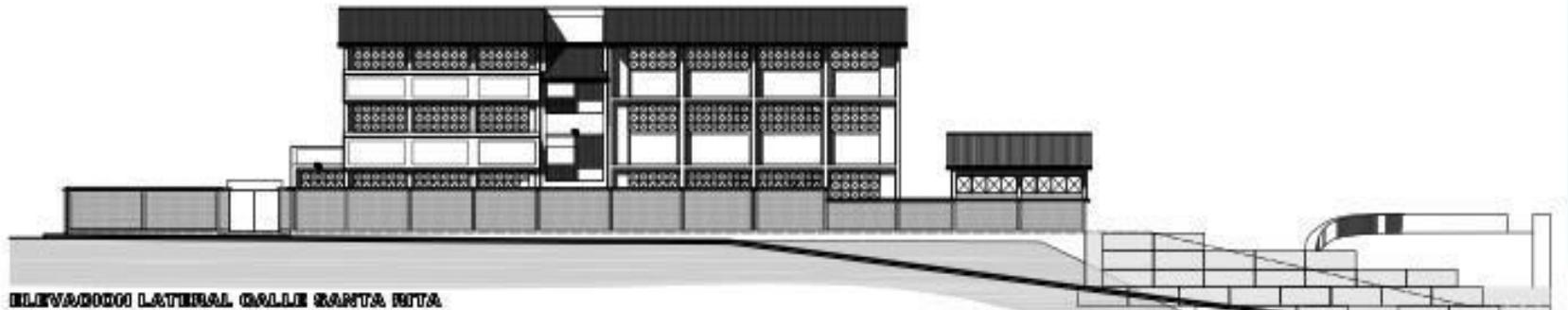
PRIMERA PLANTA

BBC-115

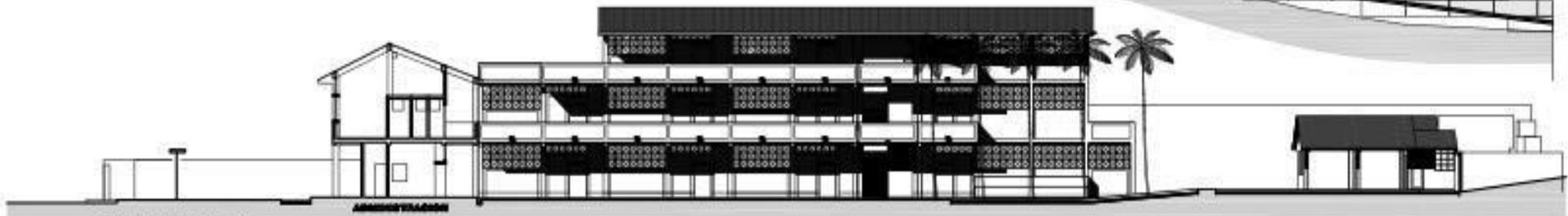


SEGUNDA PLANTA

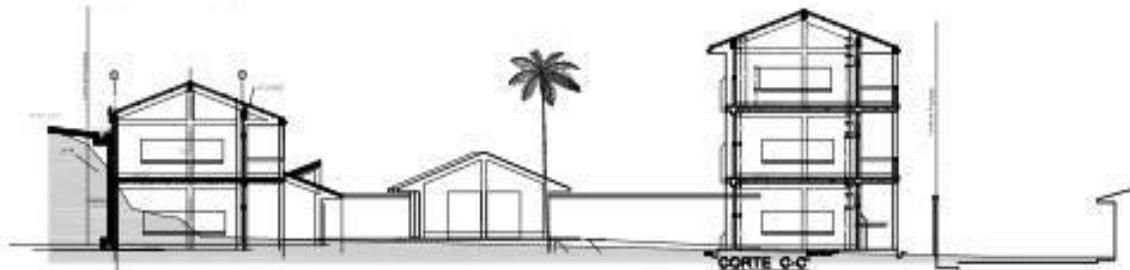
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES			
FACULTAD DE INGENIERIA		TECNOLOGIA DE MUROS CELULARES PARA OPTIMIZAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALLODES DE LA INSTITUCION EDUCATIVA SANTA ANA EN EL DISTRITO DE PERENE - CHANCHAMAYO - JUN	
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		DEPARTAMENTO JUNIN	REGION CHANCHAMAYO
		PERENE	LOCAL SANTA ANA
PROYECTO: REVISOR APROBADO		PLANTA: ARQUITECTURA PABELLON B	
PROYECTANTE: BTNG. ELIANA ROJAS ABILA		FECHA: 1/2005	PB-0



ELEVACION LATERAL CALLE SANTA ANA



CORTE A.A



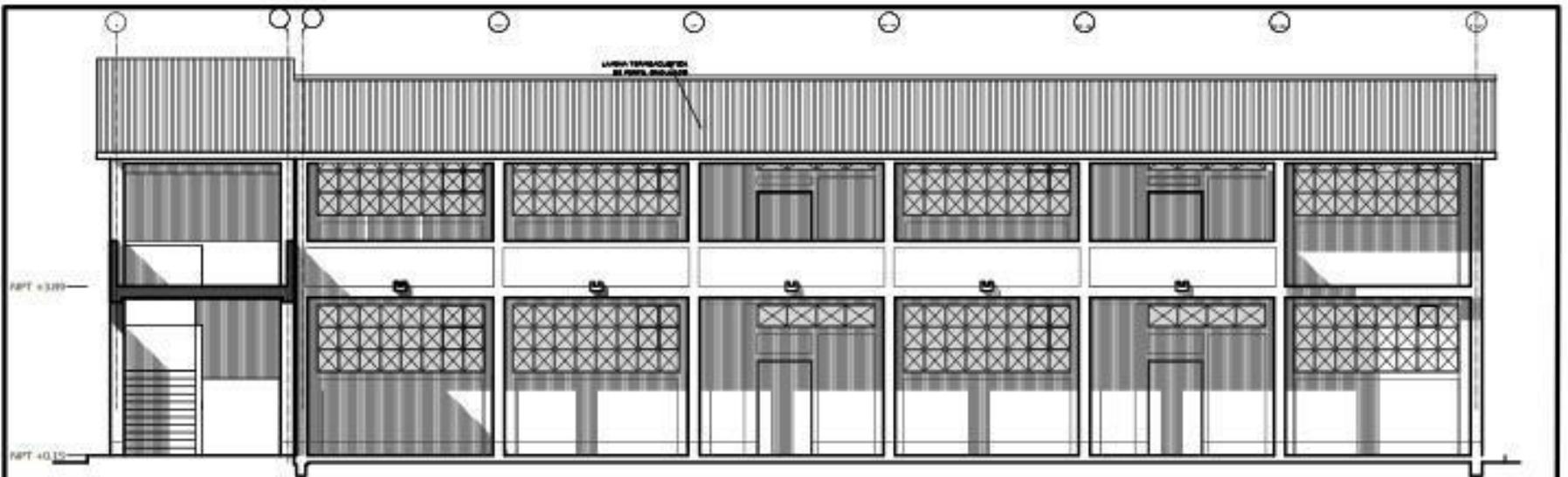
CORTE B.B

CORTE C-C

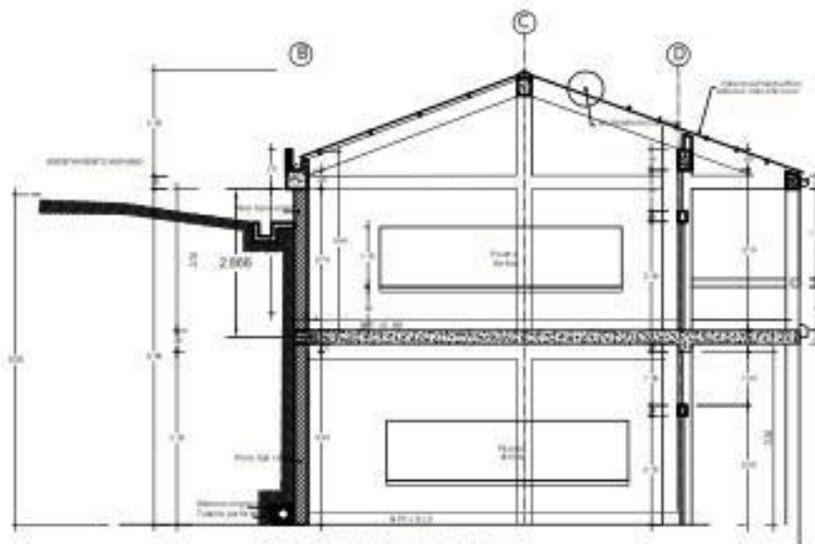


CORTE C.C

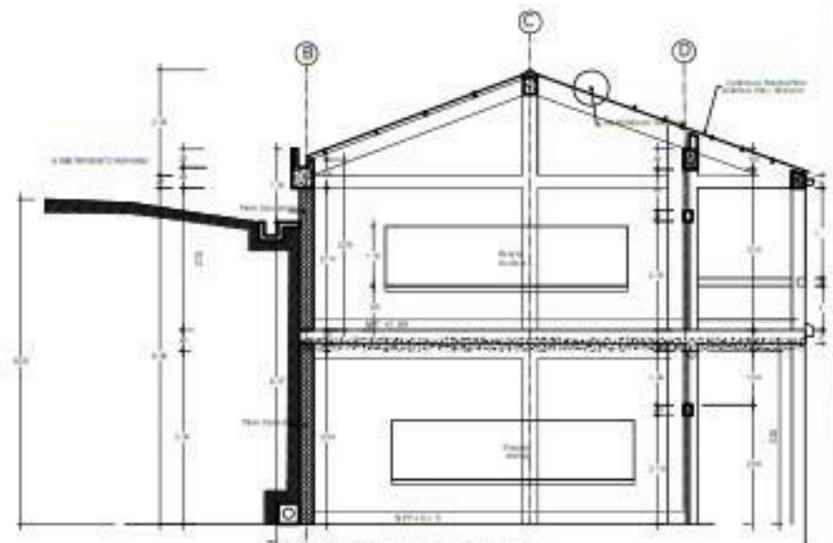
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES			
FACULTAD DE INGENIERIA		TITULO TECNOLOGIA DE MUROS CELULARES PARA OPTIMIZAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LA INSTITUCION EDUCATIVA SANTA ANA EN EL DISTRITO DE PERENE - CHANCHAMAYO - JUNIN	
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		DEPARTAMENTO JUNIN	PROVINCIA CHANCHAMAYO
		SERVIDOR PERENE	LUGAR SANTA ANA
PROF.	REVISADO TECNICO	PLAN PLAN GENERAL EXPEDIENTE TECNICO	
ELABORADO M/ING. ELIANA ROJAS ABILA M/ING. ROSSANA MADRID LOPEZ		DE DISEÑO	FECHA OCTUBRE 2020
		ESCALA 1:250	LAMINA PP-03



ELEVACION DEL BLOQUE A

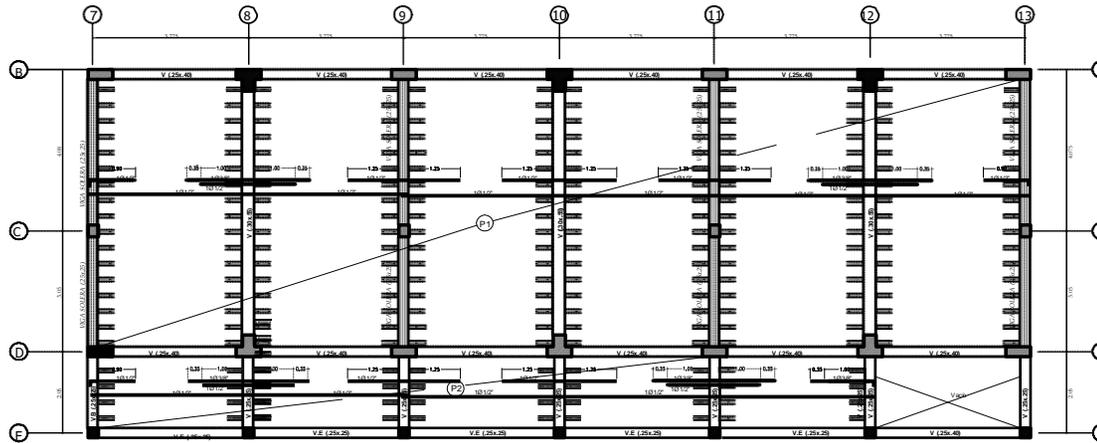


CORTE E-E'

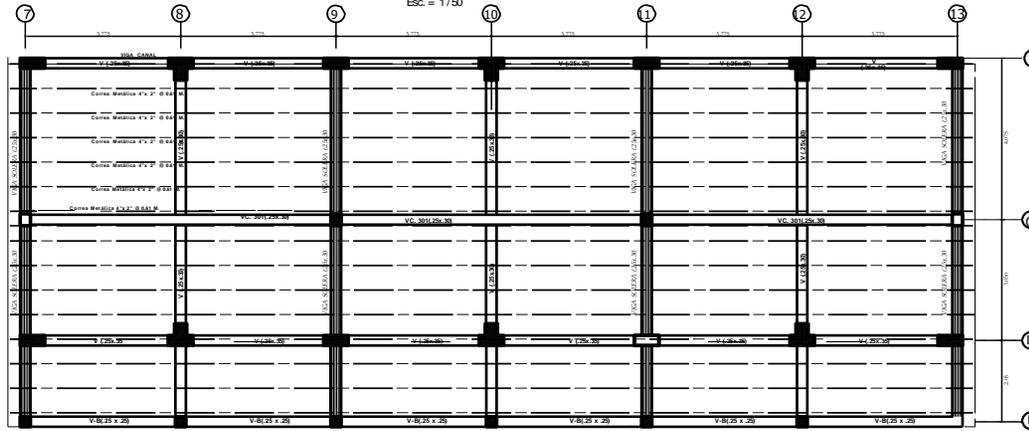


CORTE F-F'

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES			
FACULTAD DE INGENIERIA		TÍTULO	
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		TÉCNICO DE MUROS CELULARES PARA OPTIMIZAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA SANTA ANA EN EL DISTRITO DE PERENE - CHANCHAMAYO - JUNÍN	
		DEPARTAMENTO JUNÍN	PROVINCIA CHANCHAMAYO
PROF.	PROFESOR	PLANO	
		ARQUITECTURA PABELLON B	
PROFESORES	PROFESOR	ESCALA	PB-01
B/ING. ELIANA ROJAS ASILA B/ING. ROSSANA MADRID LOPEZ		1:200 OCTUBRE 2020	



ENCOFRADO (B=25) - NIVEL 1
 S/C = 300 kg/m²(aulas), 400(escaleras, corredores)
 Esc. = 1/50



TECHOS S/C = 50 kg/m²
 Esc. = 1/50



DETALLE ISOMETRICO DE ALIGERADO H = 0.2

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

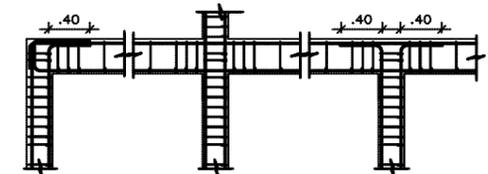
LOSAS ALIGERADAS:
 CONCRETO: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 ACERO: $f_y = 280 \text{ kg/cm}^2$
 RECUBRIMIENTO MEDIO DEL REFUERZO: 2.0 cm

PARÁMETROS DE DISEÑO DE LOSA ALIGERADA:

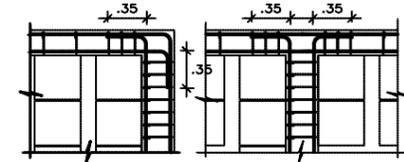
CARGAS PERMANENTES (C.M.):
 PISO SUPERIOR DEL EDIFICIO: 200 kg/cm²
 PISO PRIMO: Pasa $h \leq 20 \text{ cm}$: 100 kg/cm²
 PISO PRIMO: Pasa $h > 20 \text{ cm}$: 200 kg/cm²
 PISO PRIMO: Pasa $h \leq 10 \text{ cm}$: 120 kg/cm²
 PISO DE ACABADO: 100 kg/cm²
 SOBRECARGAS O CARGAS VIVAS (C.V.):
 SOBRECARGA EN PASADIZO: 100 kg/cm²
 SOBRECARGA EN ESCALAS: 100 kg/cm²
 SOBRECARGA EN LABORATORIO: 200 kg/cm²
 SOBRECARGA EN TECHO: 70 kg/cm²
 CARGA DE DISEÑO: (RSC U = 1.4 CM + 1.7 CV)

ESPECIFICACIONES ACERCA DEL REFUERZO:

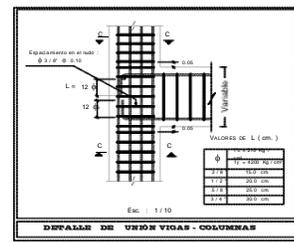
- * Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores con una distancia libre entre capas igual al ϕ y no menor de 2.5 cm.
- * Longitud de Traspase mínima = 30 cm.
- * Todo refuerzo será doblado en frío, salvo indicación del Ingeniero Residente.



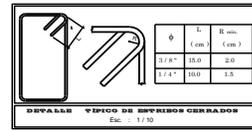
UNIONES TÍPICAS DE VIGAS CON COLUMNAS
 CORTE VERTICAL



<p>SUELO DE FUNDACIÓN: ESFUERZO ADMISIBLE DEL TERRENO $\sigma = 1.50 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>ESTRUCTURAS: ACERO DE REFUERZO: BARRAS CORROIDAS ASTM A615 - $f_y = 280 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>RECUBRIMIENTOS: RECUBRIMIENTO CONTRA EL FUEGO = 2.0 cm RECUBRIMIENTO CONTRA EL CORROSIÓN = 2.0 cm RECUBRIMIENTO EN VIGAS Y COLUMNAS DE PÓRCELOS = 1.0 cm</p> <p>CONCRETO: PISO RESISTIVO DEL CONCRETO = 2100 kg/cm² BARRAS: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ VIGAS DE CONCRECIÓN: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ VIGAS Y COLUMNAS: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ VIGAS Y COLUMNAS: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ CIMENTACIÓN: $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$ SOBRECARGAS: $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$ PAVO PISO: $f_c = 1.5$</p>	<p>SOLADOS: ZAPATA: Concreto $f_c = 2100 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 280 \text{ kg/cm}^2$ a las 300 cm VIGAS DE CONCRECIÓN: Material de Aluminado = 2000 en porcentaje en peso de 100 cm</p> <p>MAMPOSTERÍA: UNIDADES SOLIDAS DE ARILLA TIPO IVARON NTE 070 $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 280 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>REFUERZO:</p> <ul style="list-style-type: none"> * Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores con una distancia libre entre capas igual al ϕ y no menor de 2.5 cm. * Longitud de Traspase mínima = 30 cm. * Todo refuerzo será doblado en frío, salvo indicación del Ingeniero Residente. * Las vigas llevarán refuerzo a todo lo largo de la viga en la cara superior e inferior con un máximo de 2 barras con un área de acero no menor al acero mínimo a la cuarta parte del acero en las caras. * El porcentaje más alto de armadura de acero en vigas estará restringido al 30.0 % de área total transversal. * Área mínima en vigas: $A_{s\text{mín}} = 14 / f_y \cdot b_d = 0.33 \text{ kg/bd}$
--	---

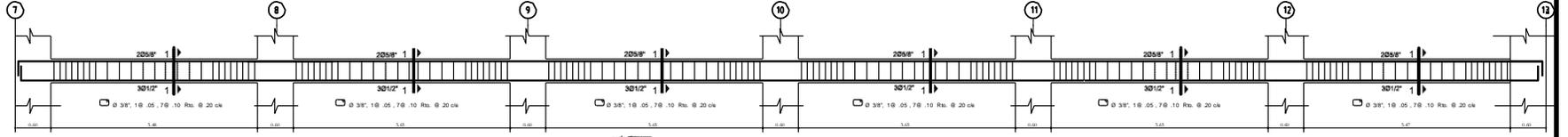


DETALLE DE UNIÓN VIGAS - COLUMNAS
 Esc. = 1/10

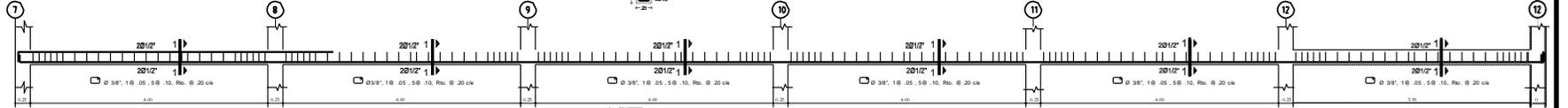


DETALLE TÍPICO DE SOPREROS CERRADOS
 Esc. = 1/50

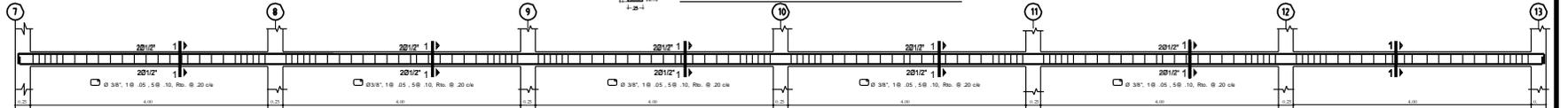
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES FACULTAD DE INGENIERIA		TESIS: TÉCNOLÓGIA DE MUROS CELULARES PARA OPTIMIZAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA SANTA ANA EN EL DISTRITO DE PERENE • CHANCHAMAYO • JUNÍN*	
		DEPARTAMENTO: JUNIN	PROVINCIA: CHANCHAMAYO
PLAN: ESTRUCTURAS • PABELLON B	REVISADO APROBADO: ELIANA ROJAS ABILA ROSSANA MADRID LOPEZ	ESCALA: 1/250	LAMINA: PB-03
FECHA: OCTUBRE 2020			



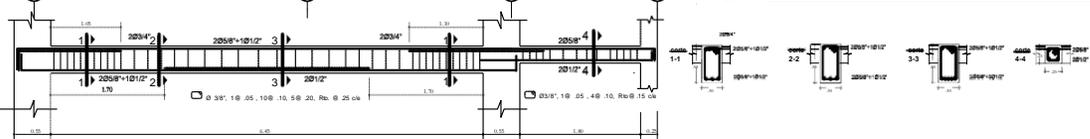
DESARROLLO VIGAS EJE E-E, D-D (NIVEL 1) ESC. 1/25



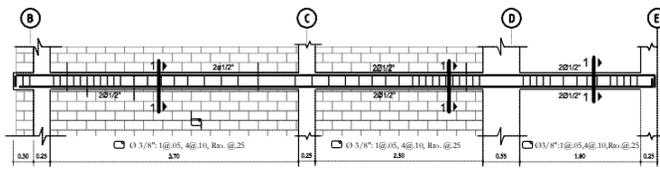
DESARROLLO VIGA VE EJES E-E (NIVEL 1) ESC. 1/25



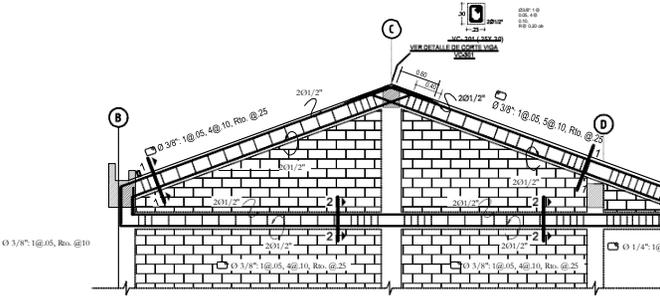
DESARROLLO VIGA DE BORDE VE EJE E-E (TECHO) ESC. 1/25



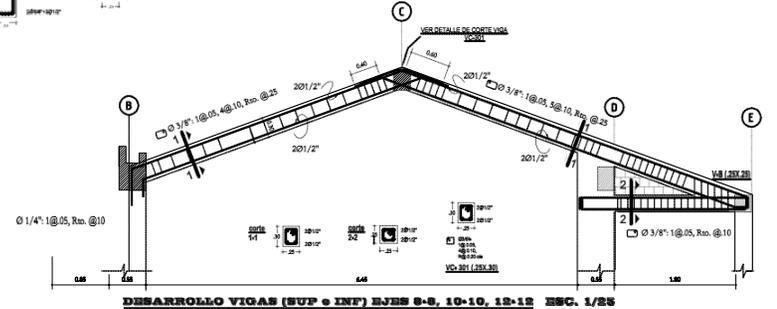
DESARROLLO VIGAS EJE S. 10-10, 12-12 (NIVEL 1) ESC. 1/25



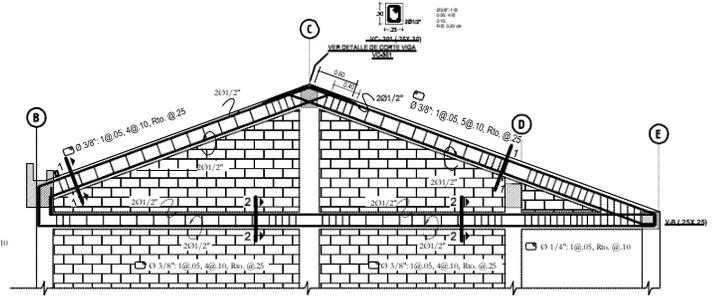
DESARROLLO VIGAS EJE 7. 9. 11. 13 (NIVEL 1 Y 2) ESC. 1/25



DESARROLLO VIGAS (SUP + INT) EJES 7-7, 9-9, 11-11-13 ESC. 1/25



DESARROLLO VIGAS (SUP + INT) EJES S-9, 10-10, 12-12 ESC. 1/25



UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES			
FACULTAD DE INGENIERIA		TEMA: TÉCNICA DE MUROS CELULARES PARA OPTIMIZAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA SANTA ANA EN EL DISTRITO DE PERENE • CHANCHAMAYO • JUNÍN	
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		DEPARTAMENTO: JUNIN	LUGAR: SANTA ANA
PROVINCIA: CHANCHAMAYO	DISTRITO: PERENE	PLANO: ESTRUCTURAS • PABELLON B	
REVISADO APROBADO:	PLANO:	ESCALA: 1/250	PB-04
INGENIEROS: B/-NG. ELIANA ROJAS ABILA B/-NG. ROSSANA MADRID LOPEZ	FECHA: OCTUBRE 2020		

ANEXO 5

METRADO PABELLON B

METRADOS PABELLON B

OBR A "MEJORAMIENTO E IMPLEMENTACION DE LA INFRAESTRUCTURA DEL NIVEL SECUNDARIO DE LA I.E.I. SANTA ANA-SECTOR JUAN VELAZCO ALVARADO, PERENE-CHANCHAMAYO - JUNIN"

ENTIDAD GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN

ITEM	ITEM	UND	METRADO
01.02	TRABAJOS PRELIMINARES		
01.02.01	LIMPIEZA DEL TERRENO		
01.02.01.01	ELIMINACION DE MALEZA Y ARBUSTOS	M2	297.
01.02.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO		
01.02.02.01	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	201.
01.02.02.02	TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO DE EJECUCION	M2	201.
01.03	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
01.03.01	NIVELACION DEL TERRENO		
01.03.01.02	NIVELACION Y APISONADO DE TERRENO E= 0.15 M,	M2	201.
01.03.02	EXCAVACIONES		
01.03.02.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS	M3	112.
01.03.02.02	EXCAVACION DE ZANJAS PARA VIGAS DE CIMENTACION	M3	2.04
01.03.02.03	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS ARMADOS	M3	3.81
01.03.02.04	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS CORRIDOS	M3	9.03
01.03.03	RELLENOS		
01.03.03.01	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	M3	47.20
01.03.03.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE 30% EXCAVACIONES	M3	53.45
01.03.04	CORTES CON EQUIPO PESADO EN TODO EL AREA DEL TERRENO DEL I.		
01.03.04.01	CORTES DE TERRENO NORMAL CON MAQUINA	M3	313.
01.04	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
01.04.01	CIMIENTO SOLADO		
01.04.01.02	CIMIENTOS CORRIDOS F'C=140KG/CM-HORMIGON 30% P.G.	M3	5.73
01.04.01.03	SOLADO E= 0.075M	M2	2.35
01.04.01.04	SOLADO PARA ZAPATAS, CONCRETO 1:12 E=10cm	M2	34.56
01.04.01.05	SOLADO PARA VIGAS DE CIMENTACION E=4"	M2	34.56
01.04.02	SOBRECIMIENTO		
01.04.02.01	CONCRETO F'C=140 KG/CM2.+25% PM.PARA SOBRECIMIENTOS	M3	6.60
01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	8.88
01.04.03	FALSO PISO		
01.04.03.01	FALSO PISO DE 4" DE CONCRETO 1:10	M2	201.
01.05	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
01.05.01	ZAPATAS		
01.05.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2	M3	37.68
01.05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATAS	M2	78.61
01.05.01.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	976.
01.05.02	VIGAS DE CIMENTACION		
01.05.02.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2 EN VIGAS CIMENTACION	M3	0.67
01.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO VIGAS CIMENT.	M2	6.65
01.05.02.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	287.
01.05.03	CIMIENTO ARMADO		
01.05.03.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2 EN CIMENTACION ARMADA	M3	1.17
01.05.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	3.91
01.05.03.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	24.84
01.05.04	PLACAS		
01.05.04.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2. PARA PLACAS	M3	4.76
01.05.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PLACAS	M2	43.85
01.05.04.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	514.
01.05.05	COLUMNAS		

01.05.05.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2. PARA COLUMNAS	M3	27.23
01.05.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNA	M2	303.
01.05.05.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	4,639.
01.05.05	MURO CELULAR		
01.05.05.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2. PARA MURO CELULAR	M3	18.06
01.05.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MURO CELULAR	M2	144.
01.05.05.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	1,588.
01.05.06	VIGAS		
01.05.06.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2. PARA VIGAS	M3	23.85
01.05.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	M2	207.
01.05.06.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	3,855.
01.05.07	LOSAS ALIGERADAS (E= 0.20 M.)		
01.05.07.01	LOSA ALIGERADA, CONCRETO F'C= 210 KG/CM2	M3	8.87
01.05.07.02	LOSA ALIGERADA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	88.70
01.05.07.03	LOSA ALIGERADA, BLOQUETAS ARCILLA HUECO 15X30X30	UND	604.
01.05.07.04	LOSA ALIGERADA, ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	625.
01.05.10	ESTRUCTURAS METALICAS		
01.05.10.01	TIJERAL METALICO H=1.88 M.	ML	1.86
01.05.10.02	CORREAS METALICAS	ML	389.
01.05.10.03	MONTAJE DE TIJERAL METALICO	UND	0.20
01.05.10.04	MONTAJE DE CORREAS METALICAS	UND	37.63
02	<u>ARQUITECTURA</u>		
02.01	MUROS		
02.01.01	MURO DE SOGA LADRILLO KING-KONG DE 9X13X24 E=0.15	M2	146.
02.01.02	MURO DE CABEZA LADRILLO K. K. 9x13x24 E=0.25	M2	109.
02.02	REVOQUES, ENLUCIDOS Y MOLDURAS		
02.02.01	TARRAJEO		
02.02.01.01	TARRAJEO PRIMARIO RAYADO	M2	50.31
02.02.01.02	TARRAJEO EN INTERIORES (MORTERO 1:5)	M2	300.
02.02.01.03	TARRAJEO EN EXTERIORES (MORTERO 1:5)	M2	164.
02.02.01.04	TARRAJEO EN VIGAS (MORTERO 1:5)	M2	148.
02.02.01.05	TARRAJEO EN COLUMNAS (MORTERO 1:5)	M2	89.26
02.02.01.06	VESTIDURA DE DERRAMES ANCHO = 15 CM (MORTERO 1:5)	ML	75.47
02.02.01.07	BRUÑAS DE 1.00 CM	ML	163.
02.02.02	CIELORRASOS		
02.02.02.01	CIELORRASOS CON MEZCLA DE CEMENTO-ARENA 1:5	M2	264.
02.02.02.03	CIELORRASOS CON MULTIPLACA	M2	186.
02.02.03	PISOS Y PAVIMENTOS		
02.02.03.01	CONTRAPISO DE 25 mm. MEZCLA C: A 1:5	M2	401.
02.02.03.02	PISO DE CEMENTO PULIDO COLOREADO E=0.05 m. MEZC. C:A 1:2	M2	8.18
02.02.03.03	PISO CERAMICO 50X50	M2	339.
02.02.03.05	MESA DE TRABAJO CON MAYOLICA	M2	4.54
02.02.03.06	VEREDA DE CONCRETO DE 4"	M2	108.
02.02.03.07	JUNTA CONSTRUCTIVA PARA PISOS	ML	55.47
02.02.05	CONTRAZOCALOS		
02.02.05.01	CONTRAZOCALO CEMENTO S/COLOREAR H = 20 CM	ML	50.10
02.02.05.02	CONTRAZOCALO DE CERAMICO H = 10 CM	ML	182.
02.03	CARPINTERIA DE MADERA		
02.03.01	CARPINTERIA DE MADERA		
02.03.01.01	PUERTA DE MADERA APANELADA INC. MARCO 2"x4 " SEGUN MODELO	M2	15.83
02.04.02	CERRAJERIA		
02.04.02.01	BISAGRA ALUMINIZADA 4"	PZA	12.00
02.04.02.02	BISAGRA ALUMINIZADA 3"	PZA	9.00
02.04.02.03	CERRADURA FORTE 02 GOLPES	UND	7.00
02.04.02.06	MANIJA DE L = 0.30 ACERO QUIRURGICO	UND	2.00
02.05	PINTURA		

02.05.01	PINTURA LATEX EN SOBRECIMIENTO, MUROS, VIGAS Y COLUMNAS	M	642.
02.05.02	PINTURA DE CIELORRASO LATEX	M2	451.
02.05.03	PINTURA ESMALTE EN CONTRAZOCALO	M	75.53
02.05.04	PINTURA BARNIZ EN PUERTAS DE MADERA	M2	15.83
02.05.05	PINTURA ANTICORROSIVA + ESMALTE EN VENTANA	M2	72.26
02.06	COBERTURAS		
02.06.01	COBERTURAS DE PLANCHAS ONDULIT O SIMILAR EN ESTRUCT. METALICAS	M2	218.
02.06.02	CUMBRERA DE FIBRO ASFALTO Y/O SIMILAR	M	17.43
02.08	VIDRIOS, CRISTALES Y SIMILARES		
02.08.01	VIDRIOS SEMIDOBLES INCOLORO	P2	693.
02.10	JUNTA DE CONSTRUCCION C/TEKNOPORT 1"		
02.10.01	JUNTA DE CONSTRUCCION CON TEKNOPORT 1/2" EN VENTANAS	ML	20.73
02.11.00	VARIOS		
02.11.02	LIMPIEZA PERMANENTE DE OBRA	GLB	0.20
02.11.03	LIMPIEZA FINAL DE OBRA	GLB	0.20
03	<u>INSTALACIONES SANITARIAS</u>		
03.01.02	SISTEMA DE AGUA FRIA		
03.01.02.1	SALIDA DE AGUA FRIA	PT	4.00
03.01.02.2	RED DE DISTRIBUCION TUBERIA DE 1/2" PVC-SAP	ML	35.39
03.01.03	ADITAMENTOS VARIOS		
03.01.03.01	CODO PVC-SAP 1/2" * 90	UND	12.00
03.01.03.04	TEE PVC-SAP 1/2"	UND	4.00
03.01.03.08	VALVULA TIPO BOLA 1/2"	UND	1.00
03.01.03.10	REDUCCIONES PVC-SAP 3/4" A 1/2"	UND	1.00
03.02	SISITEMA DE DESAGUE		
03.02.01	SALIDA DE DESAGUE Y VENTILACION		
03.02.01.1	SALIDA DE DESAGUE EN PVC 2"	PT	4.00
03.02.02	REDES DE DISTRIBUCION Y MONTANTES		
03.02.02.1	TUBERIA DE PVC SAL 2"	M	29.01
03.02.03	ADITAMENTOS VARIOS		
03.02.0301	CODO PVC SAL 2"X45°	PZA	4.00
03.02.0302	CODO PVC SAL 2"X90°	PZA	4.00
03.02.0306	YEE PVC SAL 2"	PZA	2.00
03.02.0310	TEE PVC-SEL 2"X90°	PZA	2.00
03.02.0312	REGISTRO DE BRONCE 2"	PZA	2.00
03.02.0314	SUMIDEROS DE 2"	PZA	4.00
03.02.0316	SOMBRERO VENTILACION PVC DE 2"	PZA	1.00
03.02.0319	MONTANTE DESAGUE PLUVIAL 3"	M	39.42
03.02.0320	CANALETA METALICA DE F°G° 6"	M	47.44
03.02.0321	PRUEBA HIDRAULICA Y DESINFECCION	GLB	0.20
03.05	EXTINTORES CONTRA INCENDIOS		
03.05.01	EXTINTORES	UND	1.00
03.06.00	APARATOS Y ACCESORIOS SANITARIOS		
03.06.05	LAVADERO DE ACERO INOXIDABLE	UND	4.00
04	<u>INSTALACIONES ELECTRICAS</u>		
04.02	SALIDA PARA ALUMBRADO		
04.02.01	SALIDA DE CENTRO DE LUZ	PT	27.00
04.02.02	SALIDA DE PARED (BRAQUETES) CON PVC	PT	1.00
04.03	SALIDA PARA TOMACORRIENTES		
04.03.01	SALIDA PARA TOMACORRIENTE BIPOLAR DOBLE CON PVC	PT	66.00
04.04	SALIDA PARA FUERZA		
04.04.02	SALIDA DE FUERZA PARA LABORATORIO	PT	2.00
04.06	INSTALACIONES ESPECIALES		
04.06.02	POZO PUESTA A TIERRA PARA RED DE COMPUTO	UND	1.00
04.07	SALIDA PARA COMUNICACIONES Y SEÑALES		
04.07.01	SALIDA PARA TELEFONO	PT	1.00

04.08	CANALIZACIONES Y/o TUBERIAS		
04.08.01	TUBERIA PVC SAP 20MM	M	228.
04.08.02	TUBERIA PVC SAP 25MM	M	53.76
04.08.03	TUBERIA PVC SAP 50MM	M	23.36
04.09	CONDUCTORES EN TUBERIAS		
04.09.01	ALIMENTADORES 3-1X10MM2 NYY	M	3.96
04.09.02	ALIMENTADORES 1-1X10MM2 NYY	M	43.77
04.09.03	ALIMENTADORES 1-1X6MM2 NYY	M	7.64
04.09.04	ALIMENTADORES 2-1X10MM2 NYY	M	11.76
04.09.05	ALIMENTADORES 2-1X2.5MM2 TW	M	115.
04.09.06	ALIMENTADORES 2-1X4 MM2 TW + 1X4 MM2. TW	M	224.
04.09.07	CABLE UTP CAT. 6	M	45.12
04.10	TABLERO GENEREALES Y DISTRIBUCION		
04.10.03	TD-102 CON INT. TERM. 1-3x40, 1-2x20, 1-2x30A	UND	1.00
04.10.10	TD-202 CON INT. TERM. 1-3x40, 1-2x20, 1-2x30A	UND	1.00
04.10.12	TD-301 CON INT. TERM. 1-3x40, 3-2x20, 2-2x30A	UND	1.00
04.11	ACCESORIOS		
04.11.01	CAJA OCTOGONAL 100X40	UND	28.00
04.11.02	CAJA RECTANGULAR 100X100X40	UND	66.00
04.12	ARTEFACTOS ELECTRICOS		
04.12.01	FLUORESCENTE RECTO ISPE 3 X 40 W INCLUYENDO EQUIPO Y PANTALL	UND	18.00
04.12.02	FLUORESCENTE RECTO ISPE 2 X 40 W INCLUYENDO EQUIPO Y PANTALL	UND	6.00
04.12.04	LUMINARIA PARA FLUORESCENTE CIRCULAR 1 X 32 W EMPOTRADA EN	UND	3.00
04.12.05	LUMINARIA ADOSADA EN PARED (BRAQUET REFLECTOR)	UND	1.00
05	PRUEBAS Y ENSAYOS		
05.01	ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO	UND	1.00
05.02	PRUEBAS DE CALIDAD DE CONCRETO ROTURA	UND	14.00
07	INSTALACIONES DEL SISTEMA DE GAS		
07.01	INSTALACION DEL SISTEMA DE GAS EN LABORATORIOS	GLB	0.20

ANEXO 6

PRESUPUESTO PROGRAMADO, EJECUTADO Y PROPUESTO

4.7.1 PRESUPUESTO PROGRAMADO SEGÚN EXPEDIENTE TECNICO	
OBRA	"MEJORAMIENTO E IMPLEMENTACION DE LA INFRAESTRUCTURA DEL NIVEL SECUNDARIO DE LA I.E.I. SANTA ANA-SECTOR JUAN VELAZCO
PRESUPUESTO	GENERAL
ENTIDAD	GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
CONTRATISTA	CONSORCIO SANTA ANA II

ITEM	DESCIPCION	MONTO
01	ESTRUCTURAS	978,114.53
02	ARQUITECTURA	905,301.01
03	INSTALACIONES SANITARIAS	107,598.41
04	INSTALACIONES ELECTRICAS	80,464.82
05	PRUEBAS Y ENSAYOS	10,091.88
06	FLETE	5,000.00
07	INSTALACIONES DEL SISTEMA DE GAS	4,500.00
08	GAVIONES	223,693.51
09	CERCO PERIMETRICO	31,457.45
10	JARDINERIA Y TRATAMIENTO DE AREAS VERDES	30,762.48
11	MEDIDAS DE MITIGACION	15,118.20
12	CONEXIONES DE REDES DE AGUA, DESGUE Y ENERGIA ELECTRICA	6,500.00
TOTAL COSTO DIRECTO		2,398,602.29
GASTOS GENERALES	10.00%	239,860.23
UTILIDAD	7.00%	167,902.16
SUB TOTAL		2,806,364.68
IGV (18.00 %)		505,145.64
TOTAL		3,311,510.32

Fuente: Contrato N° 682-2012-GRJ/ORAF de fecha 23 de julio del 2012

RESOLUCIÓN EJECUTIVA REGIONAL N° 295- 2013-GR-JUNÍN/PR de fecha 03 de julio del 2013

4.7.1.2 PRESUPUESTO PROGRAMADO Y EJECUTADO - PABELLON B

OBRA "MEJORAMIENTO E IMPLEMENTACION DE LA INFRAESTRUCTURA DEL NIVEL SECUNDARIO DE LA I.E.I. SANTA ANA-SECTOR JUAN VELAZCO ALVARADO, PERENE-CHANCHAMAYO - JUNIN"
ENTIDAD GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
AREA 339.57 M2

PARTIDA	DESCRIPCIÓN	PRESUPUESTO BASE			
		UND	METRADO	P.UNIT. S/.	PRESUPUESTO S/.
01.02	TRABAJOS PRELIMINARES				
01.02.01	LIMPIEZA DEL TERRENO				
01.02.01.01	ELIMINACION DE MALEZA Y ARBUSTOS	M2	288.80	2.85	823.08
01.02.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO				
01.02.02.01	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	195.63	3.45	674.92
01.02.02.02	TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO DE EJECUCION	M2	195.63	3.30	645.58
01.03	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
01.03.01	NIVELACION DEL TERRENO				
01.03.01.02	NIVELACION Y APISONADO DE TERRENO E= 0.15 M,	M2	195.63	5.83	1,140.52
01.03.02	EXCAVACIONES				
01.03.02.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS	M3	108.88	29.32	3,192.36
01.03.02.02	EXCAVACION DE ZANJAS PARA VIGAS DE CIMENTACION	M3	1.98	25.13	49.76
01.03.02.03	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS ARMADOS	M3	3.70	21.99	81.36
01.03.02.04	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS CORRIDOS	M3	8.76	21.99	192.63
01.03.03	RELLENOS				
01.03.03.01	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	M3	45.76	35.77	1,636.84
01.03.03.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE 30% EXCAVACIONES	M3	51.81	22.08	1,143.96
01.03.04	CORTES CON EQUIPO PESADO EN TODO EL AREA DEL TERRENO DEL I. EDUCATIVA				
01.03.04.01	CORTES DE TERRENO NORMAL CON MAQUINA	M3	304.00	18.19	5,529.76
01.04	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				
01.04.01	CIMIENTO SOLADO				
01.04.01.02	CIMIENTOS CORRIDOS F'C=140KG/CM-HORMIGON 30% P.G.	M3	5.55	148.06	821.73
01.04.01.03	SOLADO E= 0.075M	M2	2.27	24.70	56.07
01.04.01.04	SOLADO PARA ZAPATAS, CONCRETO 1:12 E=10cm	M2	33.50	21.46	718.91
01.04.01.05	SOLADO PARA VIGAS DE CIMENTACION E=4"	M2	33.50	21.82	730.97
01.04.02	SOBRECIMIENTO				
01.04.02.01	CONCRETO F'C=140 KG/CM2.+25% PM.PARA SOBRECIMIENTOS	M3	6.39	253.67	1,620.95
01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	8.61	26.21	225.67
01.04.03	FALSO PISO				
01.04.03.01	FALSO PISO DE 4" DE CONCRETO 1:10	M2	195.63	25.86	5,058.99
01.05	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				
01.05.01	ZAPATAS				
01.05.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2	M3	36.53	300.67	10,983.48
01.05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATAS	M2	76.20	26.11	1,989.58
01.05.01.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	947.05	5.21	4,934.13
01.05.02	VIGAS DE CIMENTACION				
01.05.02.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2 EN VIGAS CIMENTACION	M3	0.65	399.21	259.49
01.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO VIGAS CIMENT.	M2	6.44	26.11	168.15
01.05.02.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	278.25	5.21	1,449.68
01.05.03	CIMIENTO ARMADO				
01.05.03.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2 EN CIMENTACION ARMADA	M3	1.14	399.21	455.10
01.05.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	3.79	40.49	153.46
01.05.03.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	24.07	5.21	125.40
01.05.04	PLACAS				
01.05.04.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2. PARA PLACAS	M3	4.61	320.02	1,475.29
01.05.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PLACAS	M2	42.51	51.13	2,173.54
01.05.04.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	498.98	5.21	2,599.69
01.05.05	COLUMNAS				
01.05.05.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2. PARA COLUMNAS	M3	26.40	412.23	10,882.87

4.7.2 PRESUPUESTO EJECUTADO

OBRA "MEJORAMIENTO E IMPLEMENTACION DE LA INFRAESTRUCTURA DEL NIVEL SECUNDARIO DE LA I.E.I. SANTA ANA-SECTOR JUAN VELAZCO ALVARADO, PERENE-CHANCHAMAYO - JUNIN"

PRESUPUESTO GENERAL

ENTIDAD GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN

CONTRATISTA CONSORCIO SANTA ANA II

ITEM	DESCIPCION	MONTO	% INCIDENCIA	NUEVO MONTO CONTRACTUAL
1	CONTRATO PRINCIPAL			3,311,510.32
2	ADICIONAL DE OBRA N' 01	136198.11	4.11%	3,447,708.43
3	ADICIONAL DE OBRA N' 02	46,028.55	1.39%	3,493,736.98
4	ADICIONAL DE OBRA N' 03 (MURO DE CONTENCIÓN EN VOL	305,191.87	9.22%	3,798,928.85
5	ADICIONAL DE OBRA N' 04	-553.96	-0.02%	3,798,374.89
		486,864.57	14.70%	

Fuente: RESOLUCIÓN EJECUTIVA REGIONAL N° 295- 2013-GR-JUNÍN/PR de fecha 03 de julio del 2013

4.7.2.2 PRESUPUESTO DEDUCTIVO 03 - EJECUTADO

OBRA

"MEJORAMIENTO E IMPLEMENTACION DE LA INFRAESTRUCTURA DEL NIVEL SECUNDARIO DE LA I.E.I. SANTA ANA- SECTOR JUAN VELAZCO ALVARADO, PERENE-CHANCHAMAYO - JUNIN"

ENTIDAD

GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN

PARTIDA	DESCRIPCIÓN	PRESUPUESTO BASE			
		UND	METRADO	P.UNIT. S/.	PRESUPUESTO S/.
01.04	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				
01.04.03	FALSO PISO				
01.04.03.01	FALSO PISO DE 4"DE CONCRETO 1:0	M2	4.00	25.86	103.44
01.05	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				
01.05.06	VIGAS				
01.05.06.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2. PARA VIGAS	M3	0.18	415.21	74.74
01.05.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	M2	1.00	31.70	31.70
01.05.06.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60 EN VIGAS	KG	13.18	5.21	68.67
01.05.07	LOSAS ALIGERADAS (E=0.25 CM)				
01.05.07.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2. PARA LOSAS	M3	0.35	306.42	107.25
01.05.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS	M2	3.50	50.87	178.05
01.05.07.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60 EN LOSAS	KG	29.16	3.67	107.02
01.05.07.04	BLOQUETAS DE ARCILLA HUECO 5 X 30 X 30 CM	UND	19.92	5.21	103.78
02	ARQUITECTURA				
02.01	MUROS				
02.01.01	MURO DE SOGA LADRILLO KING KONG DE 9 X 13 X 24	M2	1.80	31.63	56.93
02.02	REVOQUES ENLUCIDOS Y MOLDURAS				
02.02.01	TARRAJEO				
02.02.01.01	TARRAJEO EN INTERIORES (MORTERO 1:5)	M2	2.20	18.50	40.70
02.02.01.02	TARRAJEO EN IEXTERIORES (MORTERO 1:5)	M2	2.20	17.47	38.43
02.02.01.03	TARRAJEO EN VIGAS (MORTERO 1:5)	M2	1.40	23.60	33.04
02.02	CIELORASOS				
02.02.01	CIELORASOS CON MEZCLA DE CEMENTO ARENA 1:5	M2	3.50	42.17	147.60
02.02.03	PISOS Y PAVIMENTOS				
02.02.03.01	CONTRAPISOS DE 25 MM, MEZCLA CEMENTO ARENA 1:5	M2	7.50	23.28	174.60
02.09	PATIO CENTRAL				
02.09.01	TRABAJOS PRELIMINARES				
02.09.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO	M2	28.67	1.98	56.77
02.09.01.02	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	28.67	3.45	98.91
02.09.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
02.09.02.01	CORTES	M3	5.73	10.78	61.77
02.09.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE TERRENO CON MATERIAL DE PRE	M3	2.87	60.93	174.87
02.09.02.03	NIVELACION Y APISONADO DE TERRENO E=0.15 CM	M2	28.67	5.83	167.15
02.09.02.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE 30% DE EXCAVACION	M3	7.45	22.08	164.50
02.09.03					
02.09.03.01	PATIO DE HONOR - CONCRETO F'C=175 KG/CM2	M3	2.87	306.42	879.43
02.09.03.02	PATIO DE HONOR - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	0.26	44.87	11.67
02.09.03.03	JUNTA DE DILATAION CON ASFALTO DE 1"	ML	7.00	6.08	42.56
02.09.03.04	PATIO DE HONOR - PINTURA ESMALTE	ML	2.00	8.78	17.56
10	GAVIONES				
10.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
10.02.01	EXCAVACION DE ZANJA PARA COLOCADO DE COLCHON	M3	10.96	21.57	236.41
10.02.03	IMPLANTACION DE GAVIONES				
10.02.03.01	GAVIONES TIPO COLCHON - SUMINISTRO E INSTALACION 2.00X4.	UND	33.20	297.61	9,880.65
10.02.03.02	GAVIONES TIPO CAJA - SUMINISTRO E INSTALACION 2.00X1.00X1	UND	279.20	313.96	87,657.63
10.02.03.03	REELLENO Y COMPACTADO DE TERRENO C/MATERIAL DE PREST	M3	297.12	60.93	18,103.52
TOTAL COSTO DIRECTO					118,819.35
GASTOS GENERALES			10.00%		11,881.94
UTILIDAD			7.00%		8,317.35
SUB TOTAL					139,018.64
IGV (18.00 %)					25,023.32
TOTAL					164,041.96

4.7.2.3 ADICIONAL 03 - MUROS DE CONTENCION EJECUTADO

"MEJORAMIENTO E IMPLEMENTACION DE LA INFRAESTRUCTURA DEL NIVEL SECUNDARIO DE LA I.E.I. SANTA ANA- SECTOR JUAN VELAZCO ALVARADO, PERENE-CHANCHAMAYO - JUNIN"

OBRA

ENTIDAD GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN

PARTIDA	DESCRIPCIÓN	PRESUPUESTO BASE			
		UND	METRADO	P.UNIT. S/.	PRESUPUESTO S/.
01	ESRUCTURAS				
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
01.01.01	EXCAVACIONES				
01.01.01.01	CORTE DE TERRENO MASIVO CON MAQUINA	M3	465	18.19	8,458.35
01.01.01.02	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA ZAPATA	M3	236.45	29.32	6,932.71
01.01.01.03	PERFILADO DE TALUD	M2	397.64	1.97	783.35
01.01.02	RELLENOS				
01.01.02.01	RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	M3	20.05	35.77	717.19
01.01.02.02	RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL DE PRESTAMO	M3	101.97	60.93	6,213.03
01.01.02.03	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	M3	885.81	4.32	3,826.70
01.01.02.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	M3	885.81	22.08	19,558.68
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				
01.02.01	CONCRETO CICLOPEO MEZCLA 1:12 +30% PG	M3	136.47	147.84	20,175.72
01.02.02	SOLADO PARA ZAPATAS , CONCRETO 1:12 E= 10 CM	M2	278.88	21.46	5,984.76
01.03	OBRA DE CONCRETO ARMADO				
01.03.01	MUROS DE CONTENCION				
01.03.01.01	MURO PANTALLA				
01.03.01.01.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2. PARA MURO DE CONTENCION	M3	165.57	412.23	68,252.92
01.03.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MURO DE CONTENCIO	M2	753.13	51.13	38,507.54
01.03.01.01.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	13646.91	5.21	71,100.40
01.03.01.02	ZAPATAS MURO DE CONTENCION				
01.03.01.02.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2. ZAPATA DE MURO DE CONTENCION	M3	149.16	300.67	44,847.94
01.03.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATA MURO DE CO	M2	100.3	26.11	2,618.83
01.03.01.02.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	7175.14	5.21	37,382.48
01.04	CERCO PERIMETRICO				
01.04.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				
01.04.01.01	COLUMNETA DE ARRIOSTRE - CONCRETO F'C=75 KG/CM2 (20 X 25)	M3	1.4	396.23	554.72
01.04.01.02	COLUMNETA DE ARRIOSTRE - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NOR	M2	14.04	31.2	438.05
01.04.01.03	COLUMNETA DE ARRIOSTRE - ACERO FY= 4,200 KG/CM2 GRADO 60	KG	169.2	5.21	881.53
02	ARQUITECTURA				
02.01	REVOQUES ENLUCIDOS Y MOLDURAS				
02.02	SOLAQUEADO MUROS DE OCNCRETO	M2	359.44	7.35	2,641.88
TOTAL COSTO DIRECTO					339,876.78
GASTOS GENERALES			10.00%		33,987.68
UTILIDAD			7.00%		23,791.37
SUB TOTAL					397,655.83
IGV (18.00 %)					71,578.00
TOTAL					469,233.83

4.7.3 PRESUPUESTO PROPUESTO CON MUROS CELULARES

OBRA "MEJORAMIENTO E IMPLEMENTACION DE LA INFRAESTRUCTURA DEL NIVEL SECUNDARIO DE LA I.E.I. SANTA ANA-SECTOR JUAN VELAZCO ALVARADO, PERENE-CHANCHAMAYO - JUNIN"

PRESUPUESTO GENERAL

ENTIDAD GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN

ITEM	DESCIPCION	MONTO	% INCIDENCIA	NUEVO MONTO CONTRACTUAL
1	CONTRATO PRINCIPAL			3,311,510.32
2	ADICIONAL DE OBRA N' 01	136198.11	4.11%	3,447,708.43
3	ADICIONAL DE OBRA N' 02	46,028.55	1.39%	3,493,736.98
4	ADICIONAL DE OBRA N' 03 (MURO CELULAR)	176,720.96	5.13%	3,670,457.94
5	ADICIONAL DE OBRA N' 04	-553.96	-0.02%	3,669,903.98
		358,947.62	10.61%	

4.7.3.1 PRESUPUESTO PROPUESTO - PABELLON B CON MUROS CELULARES

OBRA "MEJORAMIENTO E IMPLEMENTACION DE LA INFRAESTRUCTURA DEL NIVEL SECUNDARIO DE LA I.E.I. SANTA ANA-SECTOR JUAN VELAZCO A

AREA 345.78 M2

PARTIDA	DESCRIPCIÓN	PRESUPUESTO BASE			
		UND	METRADO	P.UNIT. S/.	PRESUPUESTO S/.
01.02	TRABAJOS PRELIMINARES				
01.02.01	LIMPIEZA DEL TERRENO				
01.02.01.01	ELIMINACION DE MALEZA Y ARBUSTOS	M2	297.92	2.85	849.07
01.02.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO				
01.02.02.01	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	201.81	3.45	696.24
01.02.02.02	TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO DE EJECUCION	M2	201.81	3.30	665.97
01.03	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
01.03.01	NIVELACION DEL TERRENO				
01.03.01.02	NIVELACION Y APISONADO DE TERRENO E= 0.15 M,	M2	201.81	5.83	1,176.55
01.03.02	EXCAVACIONES				
01.03.02.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS	M3	112.32	29.32	3,293.22
01.03.02.02	EXCAVACION DE ZANJAS PARA VIGAS DE CIMENTACION	M3	2.04	25.13	51.27
01.03.02.03	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS ARMADOS	M3	3.81	21.99	83.78
01.03.02.04	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS CORRIDOS	M3	9.03	21.99	198.57
01.03.03	RELLENOS				
01.03.03.01	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	M3	47.20	35.77	1,688.34
01.03.03.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE 30% EXCAVACIONES	M3	53.45	22.08	1,180.18
01.03.04	CORTES CON EQUIPO PESADO EN TODO EL AREA DEL TERRENO DEL I. EDUCATIVA				
01.03.04.01	CORTES DE TERRENO NORMAL CON MAQUINA	M3	313.60	18.19	5,704.38
01.04	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				
01.04.01	CIMIENTO SOLADO				
01.04.01.02	CIMIENTOS CORRIDOS F'C=140KG/CM-HORMIGON 30% P.G.	M3	5.73	148.06	848.38
01.04.01.03	SOLADO E= 0.075M	M2	2.35	24.70	58.05
01.04.01.04	SOLADO PARA ZAPATAS, CONCRETO 1:12 E=10cm	M2	34.56	21.46	741.66
01.04.01.05	SOLADO PARA VIGAS DE CIMENTACION E=4"	M2	34.56	21.82	754.10
01.04.02	SOBRECIMIENTO				
01.04.02.01	CONCRETO F'C=140 KG/CM2.+25% PM.PARA SOBRECIMIENTOS	M3	6.60	253.67	1,674.22
01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	8.88	26.21	232.74
01.04.03	FALSO PISO				
01.04.03.01	FALSO PISO DE 4" DE CONCRETO 1:10	M2	201.81	25.86	5,218.81
01.05	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				
01.05.01	ZAPATAS				
01.05.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2	M3	37.68	300.67	11,329.25
01.05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATAS	M2	78.61	26.11	2,052.51
01.05.01.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	976.96	5.21	5,089.96
01.05.02	VIGAS DE CIMENTACION				
01.05.02.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2 EN VIGAS CIMENTACION	M3	0.67	399.21	267.47
01.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO VIGAS CIMENT.	M2	6.65	26.11	173.63
01.05.02.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	287.03	5.21	1,495.43
01.05.03	CIMIENTO ARMADO				
01.05.03.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2 EN CIMENTACION ARMADA	M3	1.17	399.21	467.08
01.05.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	3.91	40.49	158.32
01.05.03.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	24.84	5.21	129.42
01.05.04	PLACAS				
01.05.04.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2. PARA PLACAS	M3	4.76	320.02	1,523.30

PARTIDA	DESCRIPCIÓN	PRESUPUESTO BASE			
		UND	METRADO	P.UNIT. \$/.	PRESU PUESTO \$/.
01.05.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PLACAS	M2	43.85	51.13	2,242.05
01.05.04.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	514.74	5.21	2,681.80
01.05.05	COLUMNAS				
01.05.05.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2. PARA COLUMNAS	M3	27.23	412.23	11,225.02
01.05.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNA	M2	303.93	31.20	9,482.62
01.05.05.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	4,639.63	5.21	24,172.47
01.05.05	MURO CELULAR				
01.05.05.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2. PARA MURO CELULAR	M3	18.06	412.23	7,444.87
01.05.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MURO CELULAR	M2	144.44	31.20	4,506.53
01.05.05.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	1,588.84	5.21	8,277.86
01.05.06	VIGAS				
01.05.06.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2. PARA VIGAS	M3	23.85	415.21	9,902.76
01.05.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	M2	207.02	31.70	6,562.53
01.05.06.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	3,855.63	5.21	20,087.83
01.05.07	LOSAS ALIGERADAS (E= 0.20 M.)				
01.05.07.01	LOSA ALIGERADA, CONCRETO F'C= 210 KG/CM2	M3	8.87	306.42	2,717.95
01.05.07.02	LOSA ALIGERADA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	88.70	50.87	4,512.17
01.05.07.03	LOSA ALIGERADA, BLOQUETAS ARCILLA HUECO 15X30X30	UND	604.97	3.67	2,220.24
01.05.07.04	LOSA ALIGERADA, ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	625.88	5.21	3,260.83
01.05.10	ESTRUCTURAS METALICAS				
01.05.10.01	TJERAL METALICO H=1.88 M.	ML	1.86	445.69	828.98
01.05.10.02	CORREAS METALICAS	ML	389.52	36.31	14,143.47
01.05.10.03	MONTAJE DE TJERAL METALICO	UND	0.20	1,351.76	270.35
01.05.10.04	MONTAJE DE CORREAS METALICAS	UND	37.63	141.77	5,334.81
02	ARQUITECTURA				
02.01	MUROS				
02.01.01	MURO DE SOGA LADRILLO KING-KONG DE 9X13X24 E=0.15	M2	146.68	31.63	4,639.49
02.01.02	MURO DE CABEZA LADRILLO K. K. 9x13x24 E=0.25	M2	109.83	63.87	7,014.84
02.02	REVOQUES, ENLUCIDOS Y MOLDURAS				
02.02.01	TARRAJEO				
02.02.01.01	TARRAJEO PRIMARIO RAYADO	M2	50.31	19.66	989.09
02.02.01.02	TARRAJEO EN INTERIORES (MORTERO 1:5)	M2	300.87	18.51	5,569.10
02.02.01.03	TARRAJEO EN EXTERIORES (MORTERO 1:5)	M2	164.53	17.47	2,874.34
02.02.01.04	TARRAJEO EN VIGAS (MORTERO 1:5)	M2	148.55	23.60	3,505.78
02.02.01.05	TARRAJEO EN COLUMNAS (MORTERO 1:5)	M2	89.26	21.39	1,909.27
02.02.01.06	VESTIDURA DE DERRAMES ANCHO = 15 CM (MORTERO 1:5)	ML	75.47	9.62	726.02
02.02.01.07	BRUÑAS DE 1.00 CM	ML	163.27	7.22	1,178.81
02.02.02	CIELORRASOS				
02.02.02.01	CIELORRASOS CON MEZCLA DE CEMENTO-ARENA 1:5	M2	264.49	42.17	11,153.54
02.02.02.03	CIELORRASOS CON MULTIPLACA	M2	186.98	34.74	6,495.69
02.02.03	PISOS Y PAVIMENTOS				
02.02.03.01	CONTRAPISO DE 25 mm. MEZCLA C: A 1:5	M2	401.57	23.28	9,348.55
02.02.03.02	PISO DE CEMENTO PULIDO COLOREADO E=0.05 m. MEZC. C:A 1:2	M2	8.18	19.91	162.86
02.02.03.03	PISO CERAMICO 50X50	M2	339.86	57.24	19,453.59

PARTIDA	DESCRIPCIÓN	PRESUPUESTO BASE			
		UND	METRADO	P.UNIT. S/.	PRESUPUESTO S/.
02.02.03.05	MESA DE TRABAJO CON MAYOLICA	M2	4.54	71.65	325.29
02.02.03.06	VEREDA DE CONCRETO DE 4"	M2	108.46	49.67	5,387.21
02.02.03.07	JUNTA CONSTRUCTIVA PARA PISOS	ML	55.47	10.38	575.78
02.02.05	CONTRAZOCALOS				
02.02.05.01	CONTRAZOCALO CEMENTO S/COLOREAR H = 20 CM	ML	50.10	7.34	367.73
02.02.05.02	CONTRAZOCALO DE CERAMICO H = 10 CM	ML	182.68	6.06	1,107.04
02.03	CARPINTERIA DE MADERA				
02.03.01	CARPINTERIA DE MADERA				
02.03.01.01	PUERTA DE MADERA APANELADA INC. MARCO 2"x4" SEGUN MODELO	M2	15.83	210.61	3,333.96
02.04.02	CERRAJERIA				
02.04.02.01	BISAGRA ALUMINIZADA 4"	PZA	12.00	12.46	149.52
02.04.02.02	BISAGRA ALUMINIZADA 3"	PZA	9.00	10.96	98.64
02.04.02.03	CERRADURA FORTE 02 GOLPES	UND	7.00	75.64	529.48
02.04.02.06	MANIJA DE L = 0.30 ACERO QUIRURGICO	UND	2.00	75.00	150.00
02.05	PINTURA				
02.05.01	PINTURA LATEX EN SOBRECIMIENTO, MUROS, VIGAS Y COLUMNAS	M	642.24	11.19	7,186.67
02.05.02	PINTURA DE CIELORRASO LATEX	M2	451.48	11.23	5,070.12
02.05.03	PINTURA ESMALTE EN CONTRAZOCALO	M	75.53	8.78	663.15
02.05.04	PINTURA BARNIZ EN PUERTAS DE MADERA	M2	15.83	13.57	214.81
02.05.05	PINTURA ANTICORROSIVA + ESMALTE EN VENTANA	M2	72.26	8.85	639.50
02.06	COBERTURAS				
02.06.01	COBERTURAS DE PLANCHAS ONDULIT O SIMILAR EN ESTRUCT. METALICAS	M2	218.23	59.15	12,908.30
02.06.02	CUMBRERA DE FIBRO ASFALTO Y/O SIMILAR	M	17.43	24.29	423.37
02.08	VIDRIOS, CRISTALES Y SIMILARES				
02.08.01	VIDRIOS SEMIDOBLES INCOLORO	P2	693.73	4.17	2,892.85
02.10	JUNTA DE CONSTRUCCION C/TEKNOPORT 1"				
02.10.01	JUNTA DE CONSTRUCCION CON TEKNOPORT 1/2" EN VENTANAS	ML	20.73	2.24	46.44
02.11.00	VARIOS				
02.11.02	LIMPIEZA PERMANENTE DE OBRA	GLB	0.20	5,000.00	1,000.00
02.11.03	LIMPIEZA FINAL DE OBRA	GLB	0.20	1,800.00	360.00
03	INSTALACIONES SANITARIAS				
03.01.02	SISTEMA DE AGUA FRIA				
03.01.02.1	SALIDA DE AGUA FRIA	PTO	4.00	75.64	302.56
03.01.02.2	RED DE DISTRIBUCION TUBERIA DE 1/2" PVC-SAP	ML	35.39	21.11	747.08
03.01.03	ADITAMENTOS VARIOS				
03.01.03.01	CODO PVC-SAP 1/2" * 90	UND	12.00	17.69	212.28
03.01.03.04	TEE PVC-SAP 1/2"	UND	4.00	17.76	71.04
03.01.03.08	VALVULA TIPO BOLA 1/2"	UND	1.00	39.16	39.16
03.01.03.10	REDUCCIONES PVC-SAP 3/4" A 1/2"	UND	1.00	18.60	18.60
03.02	SISTEMA DE DESAGUE				
03.02.01	SALIDA DE DESAGUE Y VENTILACION				
03.02.01.1	SALIDA DE DESAGUE EN PVC 2"	PTO	4.00	102.42	409.68
03.02.02	REDES DE DISTRIBUCION Y MONTANTES				
03.02.02.1	TUBERIA DE PVC SAL 2"	M	29.01	24.02	696.82

PARTIDA	DESCRIPCIÓN	PRESUPUESTO BASE			
		UND	METRADO	P.UNIT. S/.	PRESUPUESTO S/.
03.02.03	ADITAMENTOS VARIOS				
03.02.0301	CODO PVC SAL 2"X45°	PZA	4.00	6.29	25.16
03.02.0302	CODO PVC SAL 2"X90°	PZA	4.00	7.24	28.96
03.02.0306	YEE PVC SAL 2"	PZA	2.00	16.11	32.22
03.02.0310	TEE PVC-SEL 2"X90°	PZA	2.00	18.76	37.52
03.02.0312	REGISTRO DE BRONCE 2"	PZA	2.00	45.98	91.96
03.02.0314	SUMIDEROS DE 2"	PZA	4.00	70.04	280.16
03.02.0316	SOMBRETO VENTILACION PVC DE 2"	PZA	1.00	34.59	34.59
03.02.0319	MONTANTE DESAGUE PLUVIAL 3"	M	39.42	51.34	2,023.82
03.02.0320	CANALETA METALICA DE F"G" 6"	M	47.44	34.35	1,629.56
03.02.0321	PRUEBA HIDRAULICA Y DESINFECCION	GLB	0.20	2,274.38	454.88
03.05	EXTINTORES CONTRA INCENDIOS				
03.05.01	EXTINTORES	UND	1.00	200.00	200.00
03.06.00	APARATOS Y ACCESORIOS SANITARIOS				
03.06.05	LAVADERO DE ACERO INOXIDABLE	UND	4.00	213.90	855.60
04	INSTALACIONES ELECTRICAS				
04.02	SALIDA PARA ALUMBRADO				
04.02.01	SALIDA DE CENTRO DE LUZ	PTO	27.00	30.49	823.23
04.02.02	SALIDA DE PARED (BRAQUETES) CON PVC	PTO	1.00	116.61	116.61
04.03	SALIDA PARA TOMACORRIENTES				
04.03.01	SALIDA PARA TOMACORRIENTE BIPOLAR DOBLE CON PVC	PTO	66.00	28.90	1,907.40
04.04	SALIDA PARA FUERZA				
04.04.02	SALIDA DE FUERZA PARA LABORATORIO	PTO	2.00	52.46	104.92
04.06	INSTALACIONES ESPECIALES				
04.06.02	POZO PUESTA A TIERRA PARA RED DE COMPUTO	UND	1.00	1,578.25	1,578.25
04.07	SALIDA PARA COMUNICACIONES Y SEÑALES				
04.07.01	SALIDA PARA TELEFONO	PTO	1.00	22.74	22.74
04.08	CANALIZACIONES Y/o TUBERIAS				
04.08.01	TUBERIA PVC SAP 20MM	M	228.28	11.50	2,625.22
04.08.02	TUBERIA PVC SAP 25MM	M	53.76	12.20	655.87
04.08.03	TUBERIA PVC SAP 50MM	M	23.36	13.33	311.39
04.09	CONDUCTORES EN TUBERIAS				
04.09.01	ALIMENTADORES 3-1X10MM2 NYY	M	3.96	5.25	20.79
04.09.02	ALIMENTADORES 1-1X10MM2 NYY	M	43.77	8.40	367.67
04.09.03	ALIMENTADORES 1-1X6MM2 NYY	M	7.64	6.30	48.13
04.09.04	ALIMENTADORES 2-1X10MM2 NYY	M	11.76	6.83	80.32
04.09.05	ALIMENTADORES 2-1X2.5MM2 TW	M	115.84	2.10	243.26
04.09.06	ALIMENTADORES 2-1X4 MM2 TW + 1X4 MM2. TW	M	224.89	2.10	472.27
04.09.07	CABLE UTP CAT. 6	M	45.12	1.58	71.29
04.10	TABLERO GENEREALES Y DISTRIBUCION				
04.10.03	TD-102 CON INT. TERM. 1-3x40, 1-2x20, 1-2x30A	UND	1.00	340.09	340.09
04.10.10	TD-202 CON INT. TERM. 1-3x40, 1-2x20, 1-2x30A	UND	1.00	341.09	341.09
04.10.12	TD-301 CON INT. TERM. 1-3x40, 3-2x20, 2-2x30A	UND	1.00	342.09	342.09
04.11	ACCESORIOS				

4.7.3.1 PRESUPUESTO DEDUCTIVO 03 TESIS

OBRA

"MEJORAMIENTO E IMPLEMENTACION DE LA INFRAESTRUCTURA DEL NIVEL SECUNDARIO DE LA I.E.I. SANTA ANA-
SECTOR JUAN VELAZCO ALVARADO, PERENE-CHANCHAMAYO - JUNIN"

PARTIDA	DESCRIPCIÓN	PRESUPUESTO BASE			
		UND	METRADO	P.UNIT. S/.	PRESUPUESTO S/.
01.04	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				
01.04.03	FALSO PISO				
01.04.03.01	FALSO PISO DE 4"DE CONCRETO 1:0	M2	6.24	25.86	161.37
01.05	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				
01.05.06	VIGAS				
01.05.06.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2. PARA VIGAS	M3	0.28	415.21	116.26
01.05.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	M2	1.56	31.70	49.45
01.05.06.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60 EN VIGAS	KG	20.56	5.21	107.12
01.05.07	LOSAS ALIGERADAS (E=0.25 CM)				
01.05.07.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2. PARA LOSAS	M3	0.55	306.42	168.53
01.05.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS	M2	5.46	50.87	277.75
01.05.07.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60 EN LOSAS	KG	45.49	3.67	166.95
01.05.07.04	BLOQUETAS DE ARCILLA HUECO 5 X 30 X 30 CM	UND	31.08	5.21	161.93
02	ARQUITECTURA				
02.01	MUROS				
02.01.01	MURO DE SOGA LADRILLO KING KONG DE 9 X 13 X 24	M2	2.81	31.63	88.88
02.02	REVOQUES ENLUCIDOS Y MOLDURAS				
02.02.01	TARRAJEO				
02.02.01.01	TARRAJEO EN INTERIORES (MORTERO 1:5)	M2	3.43	18.50	63.46
02.02.01.02	TARRAJEO EN IEXTERIORES (MORTERO 1:5)	M2	3.43	17.47	59.92
02.02.01.03	TARRAJEO EN VIGAS (MORTERO 1:5)	M2	2.18	23.60	51.45
02.02	CIELORASOS				
02.02.01	CIELORASOS CON MEZCLA DE CEMENTO ARENA 1:5	M2	5.46	42.17	230.25
02.02.03	PISOS Y PAVIMENTOS				
02.02.03.01	CONTRAPISOS DE 25 MM, MEZCLA CEMENTO ARENA 1:5	M2	11.70	23.28	272.38
10	GAVIONES				
10.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
10.02.01	EXCAVACION DE ZANJA PARA COLOCADO DE COLCHON	M3	10.96	21.57	236.41
10.02.03	IMPLANTACION DE GAVIONES				
10.02.03.01	GAVIONES TIPO COLCHON - SUMINISTRO E INSTALACION 2.00X4.	UND	46.15	297.61	13,734.11
10.02.03.02	GAVIONES TIPO CAJA - SUMINISTRO E INSTALACION 2.00X1.00X1	UND	279.20	313.96	87,657.63
10.02.03.03	REELLENO Y COMPACTADO DE TERRENO C/MATERIAL DE PREST	M3	413.00	60.93	25,163.90

TOTAL COSTO DIRECTO		128,767.75
GASTOS GENERALES	10.00%	12,876.78
UTILIDAD	7.00%	9,013.74
SUB TOTAL		150,658.27
IGV (18.00 %)		27,118.45
TOTAL		177,776.72

4.7.3.3 ADICIONAL 03 - MUROS DE CONTENCION TESIS

"MEJORAMIENTO E IMPLEMENTACION DE LA INFRAESTRUCTURA DEL NIVEL SECUNDARIO DE LA I.E.I. SANTA ANA- SECTOR JUAN VELAZCO ALVARADO, PERENE-CHANCHAMAYO - JUNIN"

OBRA

ENTIDAD GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN

PARTIDA	DESCRIPCIÓN	PRESUPUESTO BASE			
		UND	METRADO	P.UNIT. S/.	PRESUPUESTO S/.
01	ESRUCTURAS				
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
01.01.01	EXCAVACIONES				
01.01.01.01	CORTE DE TERRENO MASIVO CON MAQUINA	M3	384.37	18.19	6,991.69
01.01.01.02	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA ZAPATA	M3	195.45	29.32	5,730.59
01.01.01.03	PERFILADO DE TALUD	M2	328.69	1.97	647.52
01.01.02	RELLENOS				
01.01.02.01	RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	M3	16.57	35.77	592.71
01.01.02.02	RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL DE PRESTAMO	M3	84.29	60.93	5,135.79
01.01.02.03	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	M3	732.21	4.32	3,163.15
01.01.02.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	M3	732.21	22.08	16,167.20
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				
01.02.01	CONCRETO CICLOPEO MEZCLA 1:12 +30% PG	M3	112.81	147.84	16,677.83
01.02.02	SOLADO PARA ZAPATAS , CONCRETO 1:12 E= 10 CM	M2	230.52	21.46	4,946.96
01.03	OBRA DE CONCRETO ARMADO				
01.03.01	MUROS DE CONTENCION				
01.03.01.01	MURO PANTALLA				
01.03.01.01.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2. PARA MURO DE CONTENCION	M3	136.86	412.23	56,417.80
01.03.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MURO DE CONTENCIO	M2	622.54	51.13	31,830.47
01.03.01.01.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	11280.54	5.21	58,771.61
01.03.01.02	ZAPATAS MURO DE CONTENCION				
01.03.01.02.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2. ZAPATA DE MURO DE CONTENCION	M3	123.3	300.67	37,072.61
01.03.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATA MURO DE CO	M2	82.91	26.11	2,164.78
01.03.01.02.03	ACERO FY =4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	5930.97	5.21	30,900.35
01.04	CERCO PERIMETRICO				
01.04.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				
01.04.01.01	COLUMNETA DE ARRIOSTRE - CONCRETO F'C=75 KG/CM2 (20 X 25)	M3	1.16	396.23	459.63
01.04.01.02	COLUMNETA DE ARRIOSTRE - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NOR	M2	11.61	31.2	362.23
01.04.01.03	COLUMNETA DE ARRIOSTRE - ACERO FY= 4,200 KG/CM2 GRADO 60	KG	139.86	5.21	728.67
02	ARQUITECTURA				
02.01	REVOQUES ENLUCIDOS Y MOLDURAS				
02.02	SOLAQUEADO MUROS DE OCNCRETO	M2	297.11	7.35	2,183.76
TOTAL COSTO DIRECTO					280,945.35
GASTOS GENERALES					28,094.54
UTILIDAD					19,666.17
SUB TOTAL					328,706.06
IGV (18.00 %)					59,167.04
TOTAL					387,873.10

ANEXO 7
TABLAS DE KALMANOC

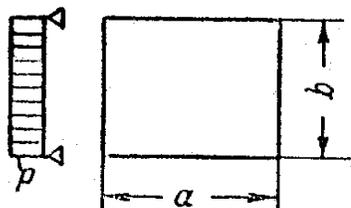


Tabla 12. — Placa rectangular, libremente apoyada en todo el contorno, solicitada por una carga uniformemente distribuida.

	w_{cp}	$M_{a\ cp}$	$M_{b\ cp}$	M_o	R_a	R_b
0,50	0,01013	0,0965	0,0174	$\pm 0,0660$	0,269	0,731
0,55	0,00938	0,0892	0,0210	$\pm 0,0647$	0,268	0,641
0,60	0,00865	0,0820	0,0243	$\pm 0,0633$	0,267	0,566
0,65	0,00794	0,0750	0,0273	$\pm 0,0617$	0,266	0,502
$\frac{a}{b}$ 0,70	0,00726	0,0683	0,0298	$\pm 0,0599$	0,265	0,450
0,75	0,00662	0,0619	0,0318	$\pm 0,0579$	0,263	0,404
0,80	0,00603	0,0560	0,0334	$\pm 0,0557$	0,261	0,364
0,85	0,00548	0,0506	0,0348	$\pm 0,0535$	0,259	0,330
0,90	0,00498	0,0456	0,0359	$\pm 0,0512$	0,256	0,300
0,95	0,00451	0,0410	0,0365	$\pm 0,0489$	0,253	0,274
— 1,00	0,00406	0,0368	0,0368	$\pm 0,0464$	0,250	0,250
0,95	0,00451	0,0365	0,0410	$\pm 0,0489$	0,274	0,253
0,90	0,00498	0,0359	0,0456	$\pm 0,0512$	0,300	0,256
0,85	0,00548	0,0348	0,0506	$\pm 0,0535$	0,330	0,259
0,80	0,00603	0,0334	0,0560	$\pm 0,0557$	0,364	0,261
0,75	0,00662	0,0318	0,0619	$\pm 0,0579$	0,404	0,263
$\frac{a}{b}$ 0,70	0,00726	0,0298	0,0683	$\pm 0,0599$	0,450	0,265
0,65	0,00794	0,0273	0,0750	$\pm 0,0617$	0,502	0,266
0,60	0,00865	0,0243	0,0820	$\pm 0,0633$	0,566	0,267
0,55	0,00938	0,0210	0,0892	$\pm 0,0647$	0,641	0,268
0,50	0,01013	0,0174	0,0965	$\pm 0,0660$	0,731	0,269

para $a/b < 1$; para las flechas, pa^4/D ;
para los demás valores, pa^2 ;

para $b/a < 1$; para las flechas, pb^4/D ;
para los demás valores, pb^2 .

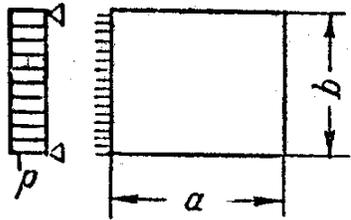


Tabla 13. — Placa rectangular, libremente apoyada en tres lados y empotrada en el cuarto, solicitada por una carga uniformemente distribuida.

	w_{cp}	M_a^o	$M_{a\ cp}$	$M_{b\ cp}$	M_o	R_a	R_{b3}	R_{bc}
0,50	0,00485	-0,1214	0,0584	0,0060	$\pm 0,0445$	0,169	1,049	0,613
0,55	0,00467	-0,1188	0,0562	0,0083	$\pm 0,0443$	0,168	0,947	0,545
0,60	0,00448	-0,1159	0,0538	0,0105	$\pm 0,0440$	0,167	0,845	0,487
0,65	0,00428	-0,1126	0,0512	0,0127	$\pm 0,0437$	0,167	0,769	0,437
$\frac{a}{b}$ 0,70	0,00407	-0,1089	0,0485	0,0149	$\pm 0,0433$	0,166	0,702	0,394
0,75	0,00386	-0,1050	0,0457	0,0168	$\pm 0,0428$	0,166	0,643	0,360
0,80	0,00365	-0,1008	0,0428	0,0187	$\pm 0,0422$	0,165	0,591	0,329
0,85	0,00344	-0,0965	0,0400	0,0205	$\pm 0,0414$	0,165	0,545	0,302
0,90	0,00322	-0,0922	0,0372	0,0221	$\pm 0,0405$	0,165	0,504	0,278
0,95	0,00300	-0,0880	0,0345	0,0234	$\pm 0,0395$	0,165	0,467	0,255
1,00	0,00278	-0,0839	0,0318	0,0243	$\pm 0,0383$	0,166	0,433	0,235
0,95	0,00318	-0,0881	0,0327	0,0282	$\pm 0,0409$	0,186	0,440	0,240
0,90	0,00352	-0,0924	0,0330	0,0323	$\pm 0,0435$	0,209	0,449	0,245
0,85	0,00411	-0,0967	0,0328	0,0369	$\pm 0,0462$	0,234	0,460	0,249
0,80	0,00465	-0,1011	0,0324	0,0423	$\pm 0,0491$	0,263	0,471	0,253
$\frac{b}{a}$ 0,75	0,00526	-0,1055	0,0319	0,0485	$\pm 0,0523$	0,298	0,482	0,257
0,70	0,00594	-0,1096	0,0309	0,0553	$\pm 0,0554$	0,339	0,492	0,260
0,65	0,00668	-0,1133	0,0292	0,0627	$\pm 0,0582$	0,388	0,501	0,262
0,60	0,00750	-0,1165	0,0269	0,0707	$\pm 0,0606$	0,447	0,508	0,264
0,55	0,00837	-0,1192	0,0240	0,0792	$\pm 0,0628$	0,519	0,514	0,266
0,50	0,00927	-0,1215	0,0204	0,0880	$\pm 0,0648$	0,606	0,520	0,268

para $a/b < 1$; para las flechas, pa^4/D ;
para los demás valores, pa^2 ;

para $b/a < 1$; para las flechas, pb^4/D ;
para los demás valores, pb^2 .

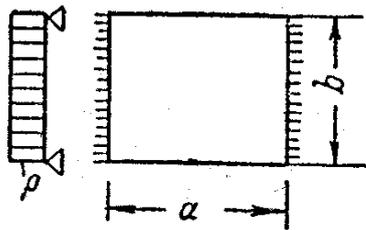


Tabla 14. — Placa rectangular, libremente apoyada en dos lados opuestos y empotrada en los dos restantes, solicitada por una carga uniformemente distribuída.

	w_{cp}	M_a^0	$M_{a\ cp}$	$M_{b\ cp}$	R_a	R_b
0,50	0,00262	-0,0845	0,0414	0,0017	0,098	0,902
0,55	0,00257	-0,0843	0,0408	0,0029	0,097	0,812
0,60	0,00252	-0,0837	0,0400	0,0043	0,096	0,737
0,65	0,00246	-0,0828	0,0391	0,0058	0,097	0,673
$\frac{a}{b}$ 0,70	0,00240	-0,0816	0,0380	0,0073	0,097	0,617
0,75	0,00234	-0,0801	0,0366	0,0088	0,098	0,569
0,80	0,00227	-0,0784	0,0350	0,0103	0,098	0,527
0,85	0,00220	-0,0765	0,0335	0,0119	0,099	0,490
0,90	0,00212	-0,0744	0,0319	0,0134	0,099	0,457
0,95	0,00203	-0,0722	0,0302	0,0147	0,100	0,427
1,00	0,00192	-0,0698	0,0285	0,0158	0,102	0,398
0,95	0,00225	-0,0745	0,0297	0,0189	0,115	0,412
0,90	0,00262	-0,0796	0,0307	0,0225	0,130	0,426
0,85	0,00305	-0,0849	0,0314	0,0267	0,148	0,441
0,80	0,00355	-0,0902	0,0318	0,0316	0,170	0,455
0,75	0,00413	-0,0957	0,0320	0,0374	0,198	0,469
$\frac{b}{a}$ 0,70	0,00480	-0,1011	0,0319	0,0442	0,232	0,482
0,65	0,00558	-0,1063	0,0310	0,0519	0,274	0,495
0,60	0,00645	-0,1111	0,0292	0,0604	0,326	0,507
0,55	0,00741	-0,1154	0,0266	0,0697	0,391	0,518
0,50	0,00845	-0,1191	0,0234	0,0799	0,472	0,528

para $a/b < 1$; para las flechas, pa^4/D ;
para los demás valores, pa^2 ;

para $b/a < 1$; para las flechas, pb^4/D ;
para los demás valores, pb^2 .

ANEXO 8

TABLA DE JOINT

Momentos	Luz corta						Luz larga para todo m
	Valor de m						
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	≤0.5	
Panel interior							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
Extremo discontinuo	-	-	-	-	-	-	-
Momento positivo	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
Un extremo discontinuo							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
Extremo discontinuo	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
Momento positivo	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
Dos extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
Extremo discontinuo	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
Momento positivo	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
Tres extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
Extremo discontinuo	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
Momento positivo	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
Cuatro extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	-	-	-	-	-	-	-
Extremo discontinuo	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
Momento positivo	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

Tabla 15.2 Coeficientes para el cálculo de los momentos de diseño de losas apoyadas en vigas.