

UNIVERSIDAD DE HUANUCO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

“Propuesta de diseño de muros tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2023”

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR: Bermudez Maccha, Rody Juan Luis

ASESOR: Suarez Landauro, Reynaldo Favio

HUÁNUCO – PERÚ

2025

U

D

H

**TIPO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN:**

- Tesis (X)
- Trabajo de Suficiencia Profesional()
- Trabajo de Investigación ()
- Trabajo Académico ()

LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN: Estructuras**AÑO DE LA LÍNEA DE INVESTIGACIÓN** (2020)**CAMPO DE CONOCIMIENTO OCDE:****Área:** Ingeniería, Tecnología**Sub área:** Ingeniería civil**Disciplina:** Ingeniería civil**DATOS DEL PROGRAMA:**

Nombre del Grado/Título a recibir: Título

Profesional de Ingeniero Civil

Código del Programa: P07

Tipo de Financiamiento:

- Propio (X)
- UDH ()
- Fondos Concursables ()

DATOS DEL AUTOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 71928004

DATOS DEL ASESOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 22498065

Grado/Título: Maestro en gestión pública

Código ORCID: 0000-0002-4641-3797

DATOS DE LOS JURADOS:

Nº	APELLIDOS Y NOMBRES	GRADO	DNI	Código ORCID
1	Malpartida Valderrama, Yenerit Pamela	Grado de magíster en medio ambiente y desarrollo sostenible mención en gestión ambiental	22516875	0000-0003-2705-4300
2	Rodriguez Ponce, Charly Fernando	Título oficial de máster universitario en ingeniería estructural y de la construcción	71944966	0000-0001-6984-8681
3	Davila Herrera, Percy Mello	Maestro en ingeniería, con mención en gestión ambiental y desarrollo sostenible	41050949	0000-0001-5484-6982



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Facultad de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO(A) CIVIL

En la ciudad de Huánuco, siendo las 17:00 horas del día viernes 18 de julio de 2025, en cumplimiento de lo señalado en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco, se reunieron los Jurados Calificadores integrado por los docentes:

❖ MG. YENERIT PAMELA MALPARTIDA VALDERRAMA	PRESIDENTE
❖ MG. CHARLY FERNANDO RODRIGUEZ PONCE	SECRETARIO
❖ MG. PERCY MELLO DAVILA HERRERA	VOCAL

Nombrados mediante la RESOLUCIÓN No 1415-2025-D-FI-UDH, para evaluar la Tesis intitulada: "PROPUESTA DE DISEÑO DE MUROS TIPO BANDEJA EN TALUDES CON PRESENCIA DE UNIDADES DE VIVIENDA EN LA ZONA HEROES DE JACTAY, HUÁNUCO 2023", presentado por el (la) Bachiller. Bach. Rody Juan Luis BERMUDEZ MACCHA, para optar el Título Profesional de Ingeniero(a) Civil.

Dicho acto de sustentación se desarrolló en dos etapas: exposición y absolución de preguntas: procediéndose luego a la evaluación por parte de los miembros del Jurado.

Habiendo absuelto las objeciones que le fueron formuladas por los miembros del Jurado y de conformidad con las respectivas disposiciones reglamentarias, procedieron a deliberar y calificar, declarándolo(a) **APROBADO**... por **UNANIMIDAD**... con el calificativo cuantitativo de **14**... y cualitativo de **SUFICIENTE**... (Art. 47).

Siendo las **18:00**.. horas del día 18 del mes de julio del año 2025, los miembros del Jurado Calificador firman la presente Acta en señal de conformidad.

MG. YENERIT PAMELA MALPARTIDA VALDERRAMA
DNI 22516875
ORCID 0000 0003 2705 4300
PRESIDENTE

MG. CHARLY FERNANDO RODRIGUEZ PONCE
DNI 71944966
ORCID 0000 0001 6984 8681
SECRETARIO (A)

MG. PERCY MELLO DAVILA HERRERA
DNI 41050949
ORCID 0000 0001 5484 6982
VOCAL



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

El comité de integridad científica, realizó la revisión del trabajo de investigación del estudiante: RODY JUAN LUIS BERMUDEZ MACCHA, de la investigación titulada "PROPUESTA DE DISEÑO DE MUROS TIPO BANDEJA EN TALUDES CON PRESENCIA DE UNIDADES DE VIVIENDA EN LA ZONA HÉROES DE JACTAY, HUÁNUCO 2024", con asesor(a) REYNALDO FAVIO SUAREZ LANDAURO, designado(a) mediante documento: RESOLUCIÓN N° 2006-2024-D-FI-UDH del P. A. de INGENIERÍA CIVIL.

Puede constar que la misma tiene un índice de similitud del 16 % verificable en el reporte final del análisis de originalidad mediante el Software Turnitin.

Por lo que concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio y cumple con todas las normas de la Universidad de Huánuco.

Se expide la presente, a solicitud del interesado para los fines que estime conveniente.

Huánuco, 12 de junio de 2025



RICHARD J. SOLIS TOLEDO
D.N.I.: 47074047
cod. ORCID: 0000-0002-7629-6421



MANUEL E. ALIAGA VIDURIZAGA
D.N.I.: 71345687
cod. ORCID: 0009-0004-1375-5004

62. RODY JUAN LUIS BERMUDEZ MACCHA.docx

INFORME DE ORIGINALIDAD

16%

INDICE DE SIMILITUD

16%

FUENTES DE INTERNET

2%

PUBLICACIONES

5%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1

distancia.udh.edu.pe

Fuente de Internet

4%

2

repositorio.udh.edu.pe

Fuente de Internet

2%

3

hdl.handle.net

Fuente de Internet

1%

4

www.dspace.uce.edu.ec

Fuente de Internet

<1%

5

repositorio.ucv.edu.pe

Fuente de Internet

<1%



RICHARD J. SOLIS TOLEDO

D.N.I.: 47074047

cod. ORCID: 0000-0002-7629-6421



MANUEL E. ALIAGA VIDURIZAGA

D.N.I.: 71345687

cod. ORCID: 0009-0004-1375-5004

DEDICATORIA

A Dios por brindarme fortaleza y sabiduría en cada momento de mi vida.

A mis padres Rodolfo y Beatriz por haberme acompañado en este largo camino, orientándome y formándome los principios que hoy respeto y practico.

A mis hermanas, por ayudarme en cada momento.

AGRADECIMIENTO

A mi familia, por ser motivadores de mis metas trazadas, por su apoyo y comprensión para consolidar mis estudios.

A los diversos ingenieros con quienes tuve la oportunidad de compartir en el sector laboral y aprender de ellos.

ÍNDICE

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	III
ÍNDICE	IV
ÍNDICE DE TABLAS	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	VIII
RESUMEN.....	XII
ABSTRACT	XIII
INTRODUCCIÓN	XIV
CAPÍTULO I.....	16
PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	16
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	16
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	17
1.2.1. PROBLEMA GENERAL	17
1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS.....	17
1.3. OBJETIVOS.....	17
1.3.1. OBJETIVO GENERAL	17
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	18
1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	18
1.4.1. JUSTIFICACIÓN PRACTICA.....	18
1.4.2. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA	19
1.4.3. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.....	19
1.5. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	19
1.6. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN	20
CAPÍTULO II.....	21
MARCO TEÓRICO	21
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	21
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES	21
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES	22
2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES.....	23
2.2. BASES TEÓRICAS	25
2.2.1. TALUDES	25
2.2.2. DESLIZAMIENTOS EN MASA.....	26

2.2.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	28
2.2.4. MUROS DE CONTENCIÓN.....	35
2.2.5. EMPUJE DE TIERRAS	41
2.2.6. ESTABILIDAD DE MUROS DE CONTENCIÓN	47
2.2.7. MÉTODOS DE DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN.....	58
2.2.8. DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONTENCIÓN	65
2.2.9. ANÁLISIS ESTÁTICO MEDIANTE EL MÉTODO COULOMB ...	65
2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES.....	66
2.4. HIPÓTESIS.....	68
2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL.....	68
2.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	68
2.5. VARIABLES	69
2.5.1. VARIABLE 1	69
2.5.2. VARIABLE 2	69
2.6. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	69
CAPÍTULO III.....	70
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	70
3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN	70
3.1.1. ENFOQUE	70
3.1.2. ALCANCE.....	70
3.1.3. DISEÑO	71
3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA	71
3.2.1. POBLACIÓN.....	71
3.2.2. MUESTRA	72
3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS....	73
3.3.1. PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS.....	73
3.3.2. PARA LA PRESENTACIÓN DE DATOS.....	81
3.3.3. PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS	81
CAPÍTULO IV	83
RESULTADOS	83
4.1. PROCESAMIENTO DE DATOS.....	83
4.1.1. PROCESAMIENTO DE LOS FS DEL TALUD SIN MURO	83
4.1.2. PROCESAMIENTO DE LOS FS DEL MURO PROPUESTO	92
4.1.3. PROCESAMIENTO DE LOS FS DEL TALUD CON MURO	95

4.2. PRUEBA DE HIPÓTESIS Y CONTRASTACIÓN.....	105
4.2.1. PRUEBA DE HIPÓTESIS	105
4.2.2. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS.	107
4.2.3. DISEÑO DE MURO PROPUESTO	113
CAPÍTULO V	116
DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	116
5.1. CONTRASTACIÓN DE RESULTADOS DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN	116
CONCLUSIONES	119
RECOMENDACIONES.....	121
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	122
ANEXOS	125

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Parámetros de fricción interna y peso específico en suelos sin cohesión ($C=0$), agrupados por tipo de material	46
Tabla 2 Método para determinar la suma de momentos resistentes ($\sum MR$)	50
Tabla 3 Operacionalización de variables de la investigación	69
Tabla 4 Coordenadas relacionado con la localización del talud de estudio ..	74
Tabla 5 Puntos topográficos del talud de estudio.....	74
Tabla 6 Datos del ensayo granulométrico	77
Tabla 7 Datos del ensayo de plasticidad.....	78
Tabla 8 Datos del SUCS.....	78
Tabla 9 Datos del ensayo de peso específico.....	79
Tabla 10 Datos del ensayo de corte directo	79
Tabla 11 Datos obtenidos del talud sin muro	80
Tabla 12 Datos obtenidos del muro	80
Tabla 13 Datos obtenidos del talud con muro	81
Tabla 14 Factores de seguridad del talud sin muro	91
Tabla 15 Factores de seguridad del muro.....	94
Tabla 16 Valores de confiabilidad estructural obtenidos para el talud que cuenta con estructura de contención	104
Tabla 17 Evaluación estadística de la distribución de los datos obtenidos del talud que no cuenta con muro de contención.....	105
Tabla 18 Prueba de normalidad de los datos del muro	106
Tabla 19 Evaluación estadística de la distribución de los factores de seguridad correspondientes al talud con presencia de muro	107
Tabla 20 Prueba de Wilcoxon de una muestra para la H_1	108
Tabla 21 Se ejecutan las pruebas estadísticas de Wilcoxon y t de Student para la H_2	110
Tabla 22 Aplicación del test t de Student para una sola muestra, con el objetivo de evaluar la hipótesis específica H_3	112

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Pendiente conformada por acción antrópica	25
Figura 2 Pendiente originada sin intervención del ser humano	25
Figura 3 Falla de tipo rotacional en una pendiente natural o artificial	27
Figura 4 Análisis de Bishop.	29
Figura 5 Análisis de Fellenius.	30
Figura 6 Análisis de Spencer	31
Figura 7 Análisis de Spencer	32
Figura 8 Análisis de Janbu.....	33
Figura 9 Factor de corrección de Janbu.....	34
Figura 10 Análisis de Morgenstern Price	34
Figura 11 Muros en voladizo.....	36
Figura 12 Fuerzas actuantes en un muro en voladizo.....	37
Figura 13 Muro tipo bandeja	38
Figura 14 Fuerzas actuantes en un muro con dos bandejas	39
Figura 15 Muro contrafuerte	40
Figura 16 Sección de muro contrafuerte	40
Figura 17 Empuje activo	42
Figura 18 Notación para la presión activa de las ecuaciones.....	43
Figura 19 Empuje pasivo.	44
Figura 20 Símbolos empleados en las fórmulas para representar la presión pasiva del terreno	45
Figura 21 Volteo respecto a su puntera	47
Figura 22 Deslizamiento sobre su base	47
Figura 23 Pérdida de capacidad de carga de su base	47
Figura 24 Asentamiento profundo	48
Figura 25 Revisión por volteo	48
Figura 26 Revisión por deslizamiento	51
Figura 27 Alternativas del incremento del FS.....	53
Figura 28 Evaluación de posible colapso debido a la superación de la capacidad portante del terreno	54
Figura 29 Método Coulomb	66
Figura 30 Población adyacente al circuito vial	72

Figura 31 Muestra delimitada adyacente al circuito vial	72
Figura 32 Modelamiento relativo al talud ubicado en estudio	76
Figura 33 Secciones del talud de estudio	76
Figura 34 Análisis de Bishop en el talud sin muro 1+760	83
Figura 35 Análisis de Fellenius en el talud sin muro 1+760	83
Figura 36 Análisis de Spencer en el talud sin muro 1+760	84
Figura 37 Análisis de Janbu en el talud sin muro 1+760	84
Figura 38 Análisis de Morgenstern Price en el talud sin muro 1+760	84
Figura 39 Análisis de Bishop en el talud sin muro 1+770	85
Figura 40 Análisis de Fellenius en el talud sin muro 1+770	85
Figura 41 Análisis de Spencer en el talud sin muro 1+770	85
Figura 42 Análisis de Janbu en el talud sin muro 1+770	86
Figura 43 Análisis de Morgenstern Price en el talud sin muro 1+770	86
Figura 44 Análisis de Bishop en el talud sin muro 1+780	86
Figura 45 Análisis de Fellenius en el talud sin muro 1+780	87
Figura 46 Análisis de Spencer en el talud sin muro 1+780	87
Figura 47 Análisis de Janbu en el talud sin muro 1+780	87
Figura 48 Análisis de Morgenstern Price en el talud sin muro 1+780	88
Figura 49 Análisis de Bishop en el talud sin muro 1+790	88
Figura 50 Análisis de Fellenius en el talud sin muro 1+790	88
Figura 51 Análisis de Spencer en el talud sin muro 1+790	89
Figura 52 Análisis de Janbu en el talud sin muro 1+790	89
Figura 53 Análisis de Morgenstern Price en el talud sin muro 1+790	89
Figura 54 Análisis de Bishop en el talud sin muro 1+800	90
Figura 55 Análisis de Fellenius en el talud sin muro 1+800	90
Figura 56 Análisis de Spencer en el talud sin muro 1+800	90
Figura 57 Análisis de Janbu en el talud sin muro 1+800	91
Figura 58 Análisis de Morgenstern Price en el talud sin muro 1+800	91
Figura 59 Factores de seguridad del talud sin muro	92
Figura 60 Análisis del muro tipo bandeja para el talud 1+760	92
Figura 61 Análisis del muro tipo bandeja para el talud 1+770	93
Figura 62 Análisis del muro tipo bandeja para el talud 1+780	93
Figura 63 Análisis del muro tipo bandeja para el talud 1+790	93
Figura 64 Análisis del muro tipo bandeja para el talud 1+800	94

Figura 65 Factores de seguridad del muro	95
Figura 66 Análisis de Bishop en el talud con muro 1+760.....	95
Figura 67 Análisis de Fellenius en el talud con muro 1+760	96
Figura 68 Análisis de Spencer en el talud con muro 1+760	96
Figura 69 Análisis de Janbu en el talud con muro 1+760.....	96
Figura 70 Análisis de Morgenstern Price en el talud con muro 1+760.....	97
Figura 71 Análisis de Bishop en el talud con muro 1+770.....	97
Figura 72 Análisis de Fellenius en el talud con muro 1+770	97
Figura 73 Análisis de Spencer en el talud con muro 1+770	98
Figura 74 Análisis de Janbu en el talud con muro 1+770.....	98
Figura 75 Análisis de Morgenstern Price en el talud con muro 1+770.....	98
Figura 76 Análisis de Bishop en el talud con muro 1+780.....	99
Figura 77 Análisis de Fellenius en el talud con muro 1+780	99
Figura 78 Análisis de Spencer en el talud con muro 1+780	99
Figura 79 Análisis de Janbu en el talud con muro 1+780.....	100
Figura 80 Análisis de Morgenstern Price en el talud con muro 1+780.....	100
Figura 81 Análisis de Bishop en el talud con muro 1+790.....	100
Figura 82 Análisis de Fellenius en el talud con muro 1+790	101
Figura 83 Aplicación del método de Spencer para examinar la estabilidad del talud con estructura de contención 1+790	101
Figura 84 Aplicación del enfoque de Janbu para el estudio de estabilidad en un talud que presenta muro 1+790	101
Figura 85 Análisis de Morgenstern Price en el talud con muro 1+790.....	102
Figura 86 Análisis de Bishop en el talud con muro 1+800.....	102
Figura 87 Análisis de Fellenius en el talud con muro 1+800.	102
Figura 88 Análisis de Spencer en el talud con muro 1+800.	103
Figura 89 Análisis de Janbu en el talud con muro 1+800.....	103
Figura 90 Análisis de Morgenstern Price en el talud con muro 1+800.....	103
Figura 91 Factores de seguridad del talud con muro.	104
Figura 92 Aplicación del test no paramétrico de Wilcoxon H1.....	109
Figura 93 Prueba de Wilcoxon y t-student de una muestra para la H2.....	111
Figura 94 Evaluación estadística mediante el test t para una muestra H3 .	113
Figura 95 Diseño de muro tipo bandeja para el talud 1+760	114
Figura 96 Diseño de muro tipo bandeja para el talud 1+770	114

Figura 97 Diseño de muro tipo bandeja para el talud 1+780.	114
Figura 98 Diseño de muro tipo bandeja para el talud 1+790.	115
Figura 99 Diseño de muro tipo bandeja para el talud 1+800.	115

RESUMEN

El trabajo desarrollado plantea una propuesta técnica centrada en la estabilización de taludes, se llevó a cabo la elaboración de un planteamiento estructural la propuesta de un muro de contención adaptado a las condiciones del terreno de tipo bandeja para el control de taludes inestables dentro del circuito, con la finalidad de contar con una alternativa para la protección de la vía y sobre todo la protección de las viviendas ubicadas en la corona de los taludes a lo largo del circuito vial. La metodología utilizada cuenta con un enfoque cuantitativo mediante un diseño no experimental del tipo transversal – descriptivo, y con un alcance descriptivo; en donde se definió como población los taludes con presencia de unidades de vivienda adyacentes al circuito vial; y con una muestra no probabilística definida por un talud de 50 metros lineales con presencia de unidades de vivienda adyacente al circuito vial; aproximadamente de la progresiva 1+750 al 1+800 del circuito vial. Se tuvo como objetivo principal, el de realizar la propuesta de diseño del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona, para alcanzar dicho propósito, fue necesario aplicar un procedimiento técnico específico determinaron los factores de seguridad (Fs): del muro tipo bandeja propuesto mediante el método de factor de seguridad global, además del talud inestable y estabilizado con diseño del muro mediante los métodos de análisis de Bishop, Fellenius, Spencer, Janbu, Morgenstern Price. En donde se logró los resultados: que el diseño del muro propuesto tendría condiciones estables ya que se obtiene Fs de deslizamiento de 1.50 a 1.57, y Fs de volcamiento de 2.11 a 2.87. Además de mostrar inestabilidad del talud evaluado, ya que se obtienen Fs de 1.23 a 1.40; el cual se lograría estabilizar con el muro propuesto, ya que se obtienen Fs de 1.77 a 1.89. Finalmente se concluye que se logra diseñar y evaluar la estabilidad del muro sin afectar las unidades de vivienda existentes; y que además se logra verificar la inestabilidad del talud sin la influencia del muro propuesto, así como también se logra evaluar y demostrar la estabilidad del talud con la influencia del muro propuesto.

Palabras Claves: Estabilización de Talud, muro de contención, muro tipo bandeja, factores de seguridad, diseño de muro tipo bandeja.

ABSTRACT

The developed work presents a technical proposal focused on slope stabilization. A structural design was elaborated involving the proposal of a retaining wall adapted to the terrain conditions, specifically a tray-type wall, to control unstable slopes within the circuit. This aims to provide an alternative for road protection and, most importantly, to safeguard the dwellings located at the crest of the slopes along the road circuit. The methodology followed a quantitative approach through a non-experimental, cross-sectional, and descriptive design. The target population was defined as the slopes adjacent to the road circuit that have residential units. A non-probabilistic sample was selected, consisting of a 50-meter-long slope section with adjacent housing units, approximately from station 1+750 to 1+800 of the road circuit. The main objective was to propose the design of a tray-type retaining wall in slopes with residential presence in the area. To achieve this goal, a specific technical procedure was applied to determine the safety factors (Fs) of the proposed tray-type wall using the global safety factor method. Additionally, the unstable slope and its stabilization with the wall design were analyzed using various methods, including Bishop, Fellenius, Spencer, Janbu, and Morgenstern-Price. The results indicated that the proposed wall design would meet stable conditions, as the sliding safety factor (Fs) ranged from 1.50 to 1.57, and the overturning safety factor ranged from 2.11 to 2.87. The original slope was shown to be unstable, with Fs values ranging from 1.23 to 1.40; however, stabilization with the proposed wall improved these values to a range between 1.77 and 1.89. In conclusion, it was demonstrated that the wall could be designed and its stability assessed without affecting the existing residential units. Furthermore, the slope instability in the absence of the wall was verified, and the improvement in stability due to the wall's influence was successfully evaluated and demonstrated.

Keywords: Slope stabilization, retaining wall, tray-type wall, safety factors, tray-type wall design.

INTRODUCCIÓN

A lo largo del tiempo desde la antigüedad se ha evidenciado la inestabilidad de taludes, y que en la actualidad representa un grave problema que afectan en gran medida a la sociedad, es por ello que este problema se debe de considerar al momento de la coordinación y planificación del ordenamiento territorial.

EL problema de inestabilidad de taludes afecta de manera significativa al entorno en donde se encuentre, ya que ante un deslizamiento producto de la inestabilidad del talud ocasionaría daños al terreno en donde pudiese existir carreteras, caminos, edificaciones, entre otros; más aún si existen viviendas directamente afectadas con los daños ocasionados por la inestabilidad del talud.

Hoy en día gracias a la ingeniería existen diversas técnicas de estabilización para taludes inestables, con la única finalidad de contener y evitar los deslizamientos y/o derrumbes que se puedan generar. De entre todas esas técnicas de estabilización existentes, los comúnmente utilizados se consideraron estructuras de concreto armado empleadas comúnmente para la retención de masas de suelo, ya que estos elementos estructurales son presentados en diversos tipos como: muro voladizo, muro contrafuerte, muro tipo bandeja, entre otros más.

En la localidad de Huánuco se observa la existencia de taludes inestables a lo largo de carreteras, quebradas, zonas urbanizadas, etc.; así mismo en el margen de ladera a lo largo del circuito vial Héroes de Jactay también se observan taludes activos de deslizamiento, y que a su vez se observan viviendas edificadas sobre las coronas de dichos taludes vulnerables, los cuales son un problema que afectan directamente a las viviendas existentes. Debido a estos alcances, en la presente investigación se desarrolló una propuesta de estabilización, mediante el diseño de muro de contención tipo bandeja, con la finalidad de proteger el circuito vial y por sobre todo proteger a las viviendas ubicadas sobre la corona de los taludes; ya que al no considerar la seguridad de dichas viviendas, una solución practica sería

la de realizar cortes al talud para proteger el circuito vial, considerando así la expropiación de las viviendas y su posible reubicación.

La forma práctica para evaluar la inestabilidad de un talud, así como también evaluar su estabilidad, es obteniendo el factor de seguridad de dicho terreno; en donde el factor de seguridad del talud se recurrió a distintas metodologías orientadas al estudio del equilibrio del talud, como entre los enfoques aplicados se incluye el desarrollado por Bishop, asimismo, se contempló la metodología propuesta por Fellenius, también se incorporó la técnica planteada por Spencer junto con otros métodos comparativos de Janbu, adicionalmente, se consideró el procedimiento formulado por Janbu para complementar el análisis, entre otros más; los cuales tienen un particularidad sobre la suposición del tipo de falla que se pueda generar, ya sea un deslizamiento circular, un deslizamiento no circular, y entre otras consideraciones. Así como también la forma práctica para evaluar la estabilidad de un muro de contención mediante las condiciones de resistencia ante el deslizamiento y volteo, se da mediante sus respectivos factores de seguridad.

En el Perú existen normas como la CE.020 del reglamento técnico de edificaciones, el cual establecen los cálculos y valores mínimos del coeficiente de estabilidad, con la finalidad de determinar la condición real de la pendiente natural a evaluar; así como determinar la condición del muro de contención.

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En los últimos años en la ciudad de Huánuco, debido al crecimiento poblacional se observa construcciones de viviendas en zonas de alto riesgo tales como quebradas, taludes inestables, orillas de río, zonas de topografía accidentada, etc. Además, se tiene en cuenta que la región Huánuco, se encuentra ubicada en una zona sísmica en donde el riesgo a deslizamiento de suelos es permanente, sobre todo si afecta a la población que habita en dichas zonas.

Según el Consorcio Loma Blanca (2019) en el estudio técnico: *optimización del tránsito vehicular en la avenida Héroes de Jactay y la avenida Circunvalación, incluyendo los sectores Cruz Verde, Loma Blanca, Las Moras y el puente Vía Crucis, dentro de la jurisdicción de la provincia de Huánuco - Huánuco*; se detalla que la zona de Héroes de Jactay se encuentra ubicado dentro de la zona urbana que pertenece al circuito vial de la ciudad de Huánuco, y además se encuentra habitada por un total de 10,145 habitantes distribuidos en 2,029 lotes y /o viviendas, de los cuales varias de esas viviendas se ubican sobre la corona de los taludes a lo largo del circuito vial, motivo por el cual al realizar el diseño se debe tener en cuenta el hecho de que existen dichas viviendas edificadas sobre dichas coronas y que están próximas al eje del muro, es por ello que en este caso no se debería de plantear el diseño de muros convencionales, las cuales podrían afectar y/o provocar daños estructurales a las viviendas existentes.

Es por ello que la presente investigación se desarrolló mediante fundamentos técnicos que sostengan la propuesta de la concepción estructural del muro tipo bandeja con el propósito de la contención de superficies inclinadas de terreno con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay; y de esta manera evitar realizar cortes invasivos en taludes que ocasionarían daños estructurales a las viviendas existentes sobre

dichos taludes; todo ello conservando la estabilidad y funcionabilidad del muro de contención generando menores costos y sobre todo considerando una mano de obra no calificada como suficiente para el desarrollo y construcción de los muros de contención tipo bandeja

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

- ✓ ¿De qué manera realizar la propuesta de diseño del muro tipo bandeja, en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- ✓ ¿De qué manera verificar la inestabilidad del talud sin la influencia de la propuesta de diseño del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024?
- ✓ ¿De qué manera diseñar y evaluar la estabilidad del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024?
- ✓ ¿De qué manera evaluar la estabilidad del talud con la influencia de la propuesta de diseño del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024?

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

- ✓ Realizar la propuesta de diseño del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✓ Verificar la inestabilidad del talud sin la influencia de la propuesta de diseño del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.
- ✓ Diseñar y evaluar la estabilidad del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.
- ✓ Evaluar la estabilidad del talud con la influencia de la propuesta de diseño del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.

1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El estudio desarrollado se realizó para contar con una alternativa de alternativa estructural basada en el planteamiento de un muro de contención, el cual no afecte las viviendas existentes sobre los taludes, ya que sin esta consideración sería necesario conservar el espacio de la vía y por ende realizar los estudios de un plan de compensación y reasentamiento involuntario para tratar de liberar los predios que serían afectados, generando mayores costos. Y que además y sobre todo no se podría resguardar la seguridad de las viviendas a desnivel existentes.

1.4.1. JUSTIFICACIÓN PRACTICA

La investigación se justificó de forma práctica al elaborar una propuesta con la finalidad de proporcionar una alternativa de diseño frente a un problema, referente a la viabilidad de muros tipo bandeja para la contención de las viviendas existentes, respetando las normas para con su funcionalidad y durabilidad en el tiempo; y sobre todo mitigar el riesgo de deslizamiento de suelos.

1.4.2. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

La indagación técnica se justificó de manera teórica al aplicar los fundamentos científicos y conocimientos de la ingeniería para desarrollar los métodos de análisis para el diseño de muros tipo bandeja, mediante el uso de softwares estructurales, como también aplicando la ciencia del análisis en laboratorio de propiedades del suelo.

1.4.3. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

El presente trabajo se justificó de forma metodológica al seguir una planificación y procedimiento riguroso para desarrollar la propuesta de diseño del muro tipo bandeja, con la finalidad de tentar con una alternativa diseño para mitigar el riesgo de deslizamiento de suelos y resguardar la seguridad de las viviendas a desnivel.

1.5. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

- ✓ Se limitó en cuanto a la ejecución, ya que la propuesta presenta un alcance analítico, ya que el diseño está en función a un modelamiento numérico y teórico.
- ✓ Se limitó en cuanto a la prevención de las condiciones del suelo de manera general, ya que solo se realizó la evaluación de un área delimitada, sin pretender generalizar los resultados de los ensayos de suelos.
- ✓ Se limitó en cuanto a la consideración del diseño de mezcla y calidad de materiales, ya que la resistencia del concreto no influyó de ninguna forma con los resultados de la investigación obtenida
- ✓ Se limitó en cuanto al impacto ambiental, ya que la investigación no consideró los factores ambientales ni mucho menos un estudio de impacto ambiental para ejecutarse en algún momento posterior.

1.6. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN

- ✓ Viable como antecedente de futuros proyectos con respecto a la estabilización de taludes.
- ✓ Viable como aporte técnico para el diseño de muros tipo bandeja con la finalidad de mantener las unidades de vivienda sobre los taludes.
- ✓ Viable en la aplicación de la topografía, por la gran variedad de alcances teóricos e instrumentos especializados.
- ✓ Viable en cuanto a la sostenibilidad económica de la investigación, ya que al ser una propuesta no se realizaron costos para la ejecución.
- ✓ Viable en el enfoque tecnológico, por la aplicación recursos informáticos como de softwares de ingeniería que ayudaron a modelar la propuesta, generando datos precisos y reales.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

Zumba (2023) en su investigación: *Análisis de estabilidad del talud en la vía al CRS Turi aplicando ensayos geofísicos*; desarrollada en la Universidad del Azuay en Ecuador; presentando como objetivo el de realizar el análisis de estabilidad del talud en la vía al CRS Turi, calculando el factor de seguridad por medio de un software de análisis. En donde obtuvo como resultados los factores de seguridad del análisis de dos perfiles A y B, utilizando los enfoques de Bishop y Morgenstern & Price bajo escenarios de estáticas y pseudo-estáticas, presentado estabilidad en condición estática para los dos perfiles, e inestabilidad bajo estado pseudo-estático para el perfil B. Concluyendo que el perfil A es estable en cualquier condición y el perfil B es estable solo en condición estática, e inestable en condición pseudo-estática; siendo necesario un reforzamiento para el perfil B.

Rivera (2021) en su investigación: *Diseño de muro de contención en la calle Quito, entre 9 de octubre e Imbabura, costado derecho de la ciudad de Jipijapa*; desarrollada en la Universidad Estatal del Sur de Manabí en Ecuador; presentando con la finalidad de plantear un modelo estructural de muro de contención. En donde obtuvo como resultado una propuesta estructural del muro aplicando un cálculo estructural con ayuda del software SAP2000 que permitió conocer los desplazamientos, los esfuerzos internos tanto las fuerzas cortantes como los momentos. Concluyendo que con el modelamiento del muro se puede atribuir la sostenibilidad del diseño y asegurar el comportamiento de dicho muro ante posibles fallas en su vida útil.

Valbuena (2021) en su investigación: *Análisis geotécnico de un muro de contención abscisado para el tramo 10 de la vía Cabrera-*

Boquerón, Cundinamarca; desarrollada en la Universidad Militar Nueva Granada en Colombia; presentando como objetivo el de realizar el análisis geotécnico de un muro de contención tipo Cantiléver con fines de estabilización de talud. En donde obtuvo como resultado del diseño de la estructura del muro, un Fs por volcamiento de 3.073, y un Fs por deslizamiento de 4.158, y que además mediante el análisis de estabilidad con el software Slide 5.0 se obtuvo un Fs global de 1.986. Concluyendo que los Fs de la estructura del muro están por encima de los mínimos establecidos por las normas, así como también los Fs del análisis de estabilidad superan los umbrales establecidos como aceptables.

2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES

Damiano y Gutiérrez (2023) en su investigación: *Evaluación de la vulnerabilidad y análisis de estabilidad del talud en el tramo km 45+620 al km 45+920 de la carretera Cusco -Paruro, región Cusco*; desarrollada en la Universidad Nacional de San Antonio Abad de Cusco en Perú; presentando como objetivo el de evaluar e identificar los factores que afectan la estabilidad del talud. En donde obtuvieron como resultado los factores de seguridad del análisis de dos secciones críticas, mediante el método de equilibrio límite, en condiciones estáticas, presentado inestabilidad. Concluyendo que es necesario mejorar la estabilidad de las zonas críticas mediante reforzamiento estructural.

Núñez (2020) en su investigación: *Comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado para el sostenimiento de talud en la ciudad de Huancayo*; desarrollada en la Universidad Continental en Perú; presenta como objetivo el de realizar el análisis de como el refuerzo del talud condiciona directamente la respuesta estructural y la configuración del muro de contención tipo voladizo elaborado en concreto armado. En donde después de aplicar los métodos de de Coulomb y Rankine en los distritos del Tambo, Huancayo y Chilca obtiene como resultados las cortantes actuantes según la altura de la pantalla, lo momentos actuantes según la altura de

la pantalla, los momentos en el talón de la zapata según la altura de la pantalla. Concluyendo que el método Rankine es el más adecuado para los tres distritos ya que comparando las medidas en la base posterior del cimiento resultan más reducidas a los obtenidos con el método Coulomb, lo que conlleva a una disminución tanto de las cargas internas como de los momentos flectores, y permite establecer un intervalo de alturas ($H=4,5,6,7,8$ y 9 m) en relación con la respuesta estructural del muro de contención tipo voladizo fabricado en concreto armado.

Montenegro (2019) en su investigación: *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*; desarrollada en la Universidad Cesar Vallejo en Perú; presenta como objetivo el de realizar la configuración técnica de estructuras de retención con fines con la intención de incrementar la seguridad de las laderas para la construcción de una estructura habitacional de concreto. En donde obtiene como resultados los factores de seguridad requeridos como el factor de volcamiento de que la estructura con un valor de FSV igual a 3.47, mientras que la resistencia frente al deslizamiento de la estructura $FSD = 2.42$. Concluyendo que la estructura cumple con la estabilidad ya que el FSV es mayor al mínimo requerido de 2.0 y el FSD es mayor al mínimo requerido de 1.5; en consecuencia, la estructura tipo voladizo permanecerá estable sin experimentar vuelcos ni desplazamientos.

2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES

Chagua (2022) en su investigación: *Seguridad y estabilidad del talud inestable en el centro poblado Tecte, km. 190+000, carretera central tramo Huánuco – Lima, distrito de San Rafael, provincia de Ambo*; desarrollada en la Universidad de Huánuco en Perú; presentando como objetivo el de determinar la seguridad y estabilidad del talud inestable en el centro poblado Tecte. En donde obtuvo como resultado los factores de seguridad del análisis de las zonas de Cashayo, Matihuanca, Rosayco; factores de seguridad promedio de 1.34, 1.19, 1.70, 1.86, 1.92, y 1.73 respectivamente, mediante el método de equilibrio límite.

Concluyendo que las zonas de Cashayco y Matihuanca son inestables, mientras que las zonas de Rosayco, Poma bamba, Ricapa, y AA.HH. 7 de junio son estables

Daga (2022) en su investigación: *Alternativa estructural basada en un muro tipo voladizo y su efecto en la mitigación del desplazamiento del talud en el sector del Jirón 17 de febrero en la ciudad de Huánuco*; desarrollada en la Universidad Huánuco; presenta con el propósito de evaluar el efecto de la alternativa estructural tipo voladizo en la mitigación del desplazamiento del talud ubicado en el jirón 17 de febrero. En donde obtiene como resultado un factor de seguridad máximo de 1.379 sin la influencia del muro cantiléver, y posteriormente un factor de seguridad mínimo de 1.63 con la influencia del muro cantiléver. Concluyendo que el muro cantiléver influye con el aumento en el coeficiente de estabilidad, lo cual indica que el muro cumple la función de estabilización del punto de investigación

Rosas (2022) en su investigación: *Análisis cuantitativo del nivel de confianza en la estabilidad de los muros de contención debido a la variabilidad de los parámetros geotécnicos en el diseño del circuito vial héroes de Jactay de la ciudad de Huánuco*; desarrollada en la Universidad Nacional Hermilio Valdizán; presenta con la finalidad de establecer el grado de confiabilidad en la estabilidad de las estructuras de retención considerando los cambios en las propiedades geotécnicas durante el diseño del tramo vial. En donde obtiene como resultado que los parámetros geotécnicos tanto el ángulo de resistencia interna como la densidad del terreno ejercen influencia directa sobre la estabilidad ya que, al aumentar la magnitud de cualquiera de estos parámetros, el coeficiente de estabilidad se incrementa, mientras que una disminución en dicha magnitud el factor de seguridad se reduce. Se concluye que de todos los según los estudios efectuados, los coeficientes obtenidos superan el umbral necesario para asegurar que la estructura de retención se mantenga estable frente a desplazamientos, volcamiento y soporte de carga vertical.

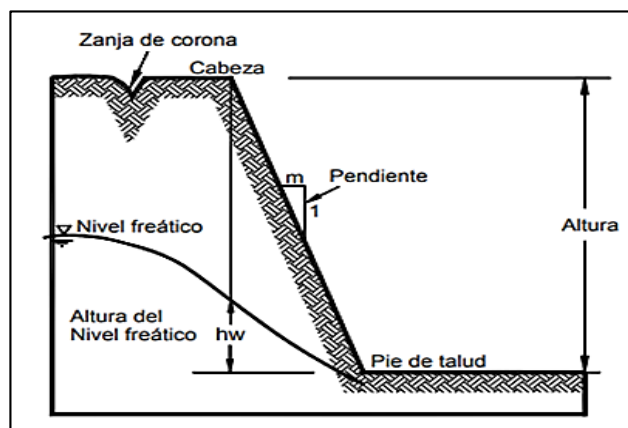
2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. TALUDES

Suarez (2009) menciona que los taludes se definen como terrenos irregulares, los cuales tienen un cambio significativo en pendiente y/o altura; también se define como ladera cuando su formación actual se proviene de un fenómeno natural, mientras que se denomina talud cuando su formación es producto de una intervención humana.

Figura 1

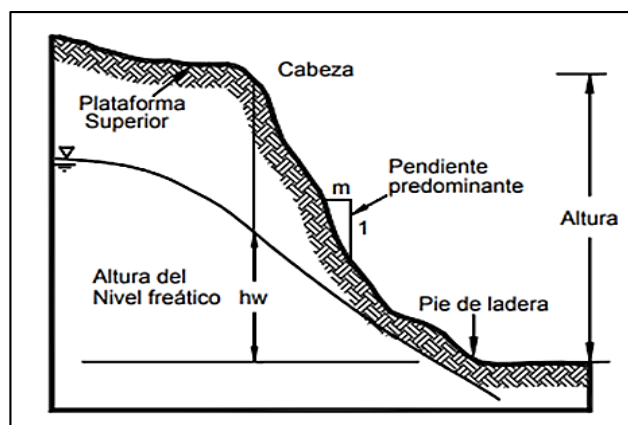
Pendiente conformada por acción antrópica



Nota. Excavación y aporte de material para conformar talud artificial (Suarez, 2009).

Figura 2

Pendiente originada sin intervención del ser humano



Nota. Suarez (2009).

2.2.2. DESLIZAMIENTOS EN MASA

De acuerdo con lo señalado por Suárez (2009), los deslizamientos en superficies terrestres se caracterizan por movimientos de corte que atraviesan una o varias zonas, los cuales pueden producirse progresivamente, iniciándose en sectores puntuales antes de extenderse. Estas fallas se clasifican en desplazamientos de tipo rotacional, traslacional o plano y deslizamientos de tierra rotatorios compuestos y traslación.

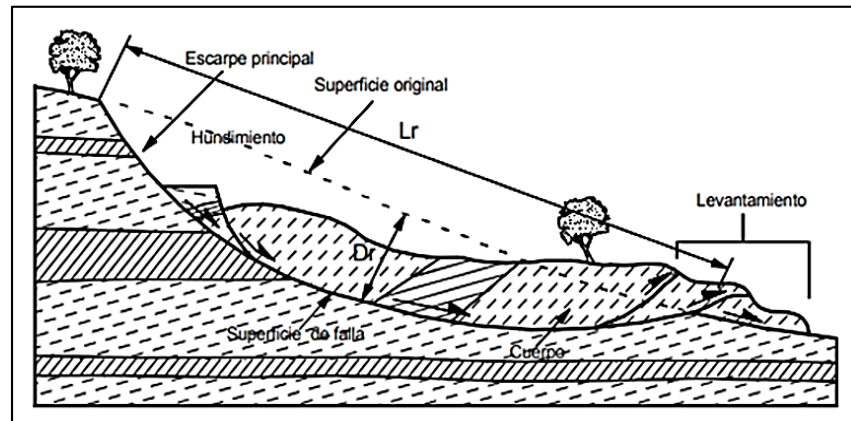
2.2.2.1. DESLIZAMIENTO ROTACIONAL

Según suarez (2009), el deslizamiento rotacional se caracteriza por presentar una zona de falla con curvatura cóncava orientada hacia arriba, en la cual el desplazamiento se produce en forma de giro alrededor de un eje alineado con la superficie y perpendicular a la dirección de la falla. el punto de rotación se localiza por encima del centro de masa del terreno en movimiento; visto en planta, este tipo de deslizamiento suele mostrar grietas en forma de arcos cóncavos alineadas con la dirección del desplazamiento. esta clase de inestabilidad es común en suelos homogéneos, tanto naturales como modificados. frecuentemente, se observa que la superficie de falla adopta una forma similar a una cuchara. los casos más habituales se presentan en terrenos compuestos por arcillas blandas con estratos profundos, así como en suelos residuales alterados, donde las discontinuidades geológicas o estratigráficas condicionan la forma y ubicación del plano de ruptura.

Skempton y Hutchinson (1969) mencionan que en los casos de deslizamiento rotacional la proporción entre la profundidad de rotura y la longitud del deslizamiento suele oscilar entre 0.15 y 0.33.

Figura 3

Falla de tipo rotacional en una pendiente natural o artificial



Nota. Elementos geométricos más importantes (Suarez, 2009).

2.2.2.2. DESLIZAMIENTO TRASLACIONAL

Según Suarez (2009) en los deslizamientos de tipo traslacional, el terreno se desplaza de manera lateral hacia afuera o hacia abajo a lo largo de una superficie más o menos plana o ligeramente ondulada, con poco o ningún movimiento de rotación o volteo, el movimiento de traslación típicamente tiene una relación D_r/L_r menor a 0.1. en múltiples casos de deslizamientos traslacionales, el terreno experimenta alteraciones estructurales o colapsos que pueden conducir a un comportamiento similar al de un fluido, sobre todo en zonas de pendiente pronunciada. este tipo de desplazamiento normalmente está influenciado por planos de baja resistencia o por la interfase entre formaciones rocosas y suelos menos consolidados.

2.2.2.3. DESLIZAMIENTO COMPUESTO DE TRASLACIÓN Y ROTACIÓN

Según Suarez (2009) los movimientos que combinan componentes traslacionales y rotacionales son eventos frecuentes. dichos fenómenos reciben el nombre de movimientos compuestos. también es común la aparición de grietas, hundimientos o extensiones laterales. aunque pueden coexistir distintos modos de

desplazamiento, por lo general uno de ellos predomina sobre los demás.

2.2.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Chalan y Guevara (2014) señalan que el estudio de la estabilidad constituye un proceso basado en principios físicos y matemáticos, el cual combina el uso de ecuaciones funcionales con el análisis de las fuerzas que generan y resisten el movimiento. existen múltiples metodologías orientadas al cálculo de la estabilidad de taludes, cuyos resultados permiten determinar si la masa de terreno evaluada se encuentra en equilibrio o no, interpretándose dicha condición mediante el valor obtenido del factor de seguridad.

2.2.3.1. MÉTODO DE EQUILIBRIO LIMITE

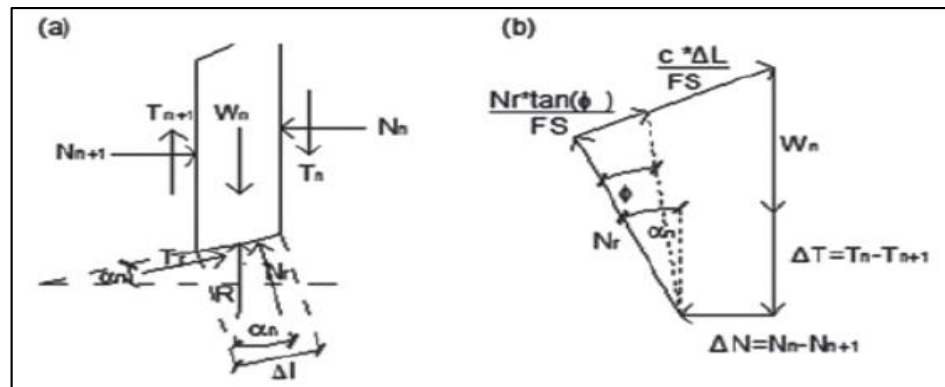
Chalan y Guevara (2014) describen que la evaluación de la estabilidad en taludes mediante enfoques de equilibrio límite se orienta a analizar el comportamiento de una masa de suelo susceptible a inestabilidad; este análisis se basa en comparar las fuerzas que inducen el desplazamiento con aquellas que lo contrarrestan. estas metodologías, también llamadas técnicas de dovelas, representan la superficie potencial de falla mediante un segmento circular, el cual se subdivide en cortes verticales para facilitar el cálculo individual de cada sección y estabilidad de cada dovela separadamente. Por tanto, se trabaja a base de la situación hipotética tanto de localización, posición y distribución de fuerzas, sobre cada dovela. Los métodos de equilibrio límite son muy utilizables en proyectos reales, ya que parten del principio de que las fuerzas que provocan el movimiento deben ser inferiores a las que lo resisten para que el sistema se mantenga en equilibrio. además, asumen que el factor de seguridad tiene un valor uniforme en toda la masa analizada, considerándose como un promedio global. el enfoque aplicado en la evaluación de la estabilidad de taludes prioriza métodos simplificados basados en divisiones del

terreno, destacando por su precisión aceptable y facilidad de uso; entre ellos se encuentran los procedimientos de fellenius, bishop en su forma simplificada y janbu simplificado.

A. Método Bishop. El método Bishop analiza la estabilidad de un talud con superficie circular, tomando en cuenta el efecto de las fuerzas entre dovelas; la masa de suelo deslizante debe ser dividida en n fajas verticales, de manera de estudiar las fuerzas y momentos involucrados en cada una de las rebanadas definidas y determinar así el FS asociado al caso.

Figura 4

Análisis de Bishop



Nota. A la izquierda (a) el esquema de las fuerzas que actúan en la dovela; a la derecha (b) el diagrama de fuerzas en equilibrio de la n dovela (Duncan et al, 2014).

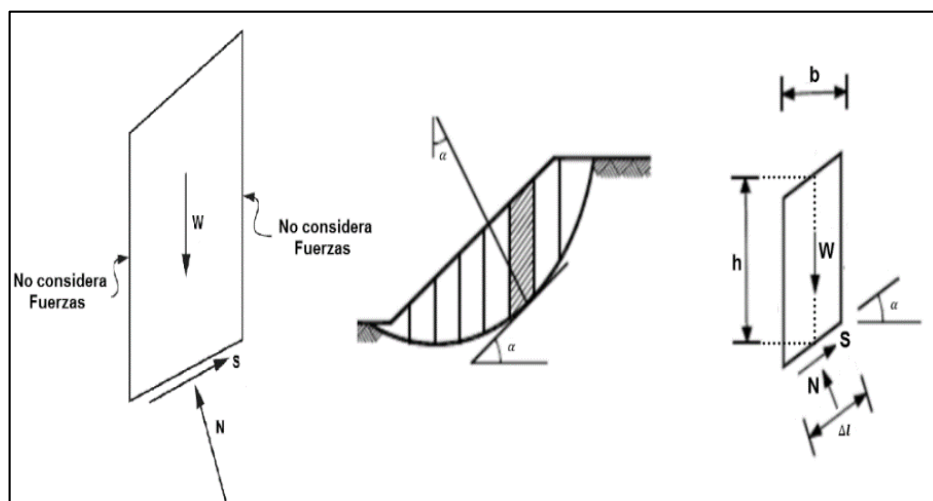
Este método considera dentro de sus hipótesis fundamentales, el hecho de que las fuerzas de contacto entre dos dovelas sí se toman en cuenta, pero no resultan influyentes, puesto que se encuentran equilibradas. Para aspectos de cálculo, estas fuerzas se consideran igual a cero.

B. Método Fellenius. El método de Fellenius es conocido también como el método de las Dovelas, este método asume superficies de falla con geometría circular, segmenta la superficie potencial de deslizamiento en porciones verticales, conocidas como dovelas, en cada una de las cuales se identifican las fuerzas que actúan y las resultantes correspondientes.

Esta técnica omite la interacción entre las secciones verticales, lo que implica que no cumple estrictamente con el equilibrio de fuerzas ni a nivel global ni por rebanada. no obstante, debido a su sencillez operativa, sigue siendo ampliamente empleada, aunque presenta limitaciones en taludes de baja pendiente y con niveles freáticos elevados, donde la presión intersticial del agua puede afectar significativamente los resultados.

Figura 5

Análisis de Fellenius



Nota. Duncan et al (2014).

Supongamos que cuando la presión intersticial del agua (u) representa solo un tercio de la presión total por sobrecarga ($\gamma \cdot h$), y la superficie de falla presenta una inclinación de aproximadamente 60 grados, la tensión normal efectiva puede llegar a ser negativa. en tales condiciones, el factor de seguridad (F_s) tiende a valores negativos si tanto la presión de poros como la inclinación del plano de deslizamiento aumentan.

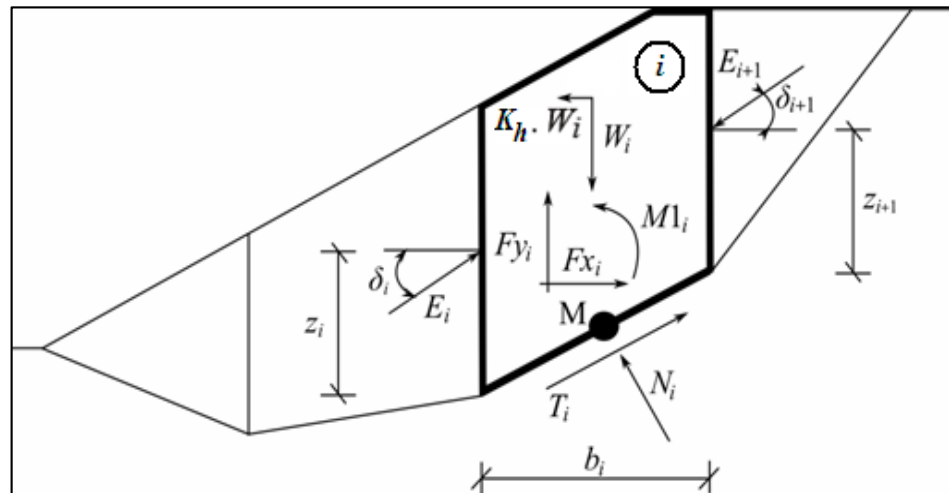
Los resultados negativos se explican por la omisión de las fuerzas laterales entre dovelas en el método de fellenius, lo cual impide equilibrar adecuadamente los efectos de la presión de poros. sin embargo, al reformular el peso de cada sección en función de su valor efectivo (W') y al analizar las fuerzas normales

respecto a la base, es posible obtener una estimación más precisa del factor de seguridad.

C. Método Spencer. El método de Spencer se basa en la suposición de que las fuerzas de intersección son paralelas, que todas las fuerzas comparten un ángulo de dirección constante; dicha inclinación correspondiente a las fuerzas entre rebanadas se determina como una de las variables desconocidas dentro del sistema de ecuaciones de equilibrio.

Figura 6

Análisis de Spencer



Nota. Duncan et al (2014).

Este procedimiento considera igualmente que la fuerza normal (N) se aplica en el punto medio de la base de cada sección, siendo esta hipótesis poco influyente en los resultados de las variables desconocidas, siempre que se utilice una cantidad adecuada de divisiones. en la actualidad, casi todos los análisis bajo el método de spencer se ejecutan mediante software especializado, permitiendo manejar con facilidad un número amplio de subdivisiones.

La propuesta original de spencer fue desarrollada para analizar superficies de falla de tipo circular, aunque su aplicación se adapta con facilidad a geometrías no circulares. el método se

basa en resolver simultáneamente dos ecuaciones de equilibrio: una correspondiente a las fuerzas y otra a los momentos, aplicadas al conjunto total del terreno dividido. ambas ecuaciones permiten determinar tanto el factor de seguridad (F_s) como la inclinación del esfuerzo entre los cortes (θ).

La expresión correspondiente al equilibrio de fuerzas se formula de la siguiente manera:

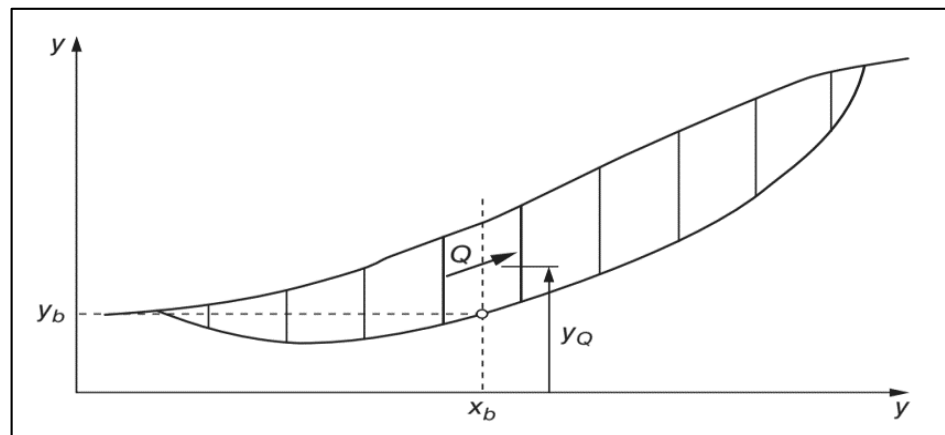
$$\sum Q_i = 0$$

Donde Q_i corresponde a la suma vectorial de los esfuerzos que se generan entre cortes y que actúan en una única dirección, $Z_i - Z_{i+1}$

Para evaluar el equilibrio de momentos, estos pueden calcularse respecto a cualquier punto elegido libremente. en este caso, se consideran con referencia al origen del sistema cartesiano, ubicado en ($x = 0$; $y = 0$).

Figura 7

Análisis de Spencer



Nota. Duncan et al (2014).

El momento de equilibrio se define como:

$$\sum Q \cdot (x_b \cdot \text{sen } \theta - y_Q \cdot \text{cos } \theta) = 0$$

Donde:

xb = Posición en el eje x correspondiente al punto medio en la base de cada segmento

yQ = Altura sobre el eje y del lugar donde se aplica la fuerza que actúa en el corte

Q justamente alineada con el punto medio de la base del segmento analizado.

Si no se presentan acciones externas como sismos, presiones en la superficie inclinada o tensiones internas provocadas por elementos de refuerzo, se toma en cuenta lo siguiente:

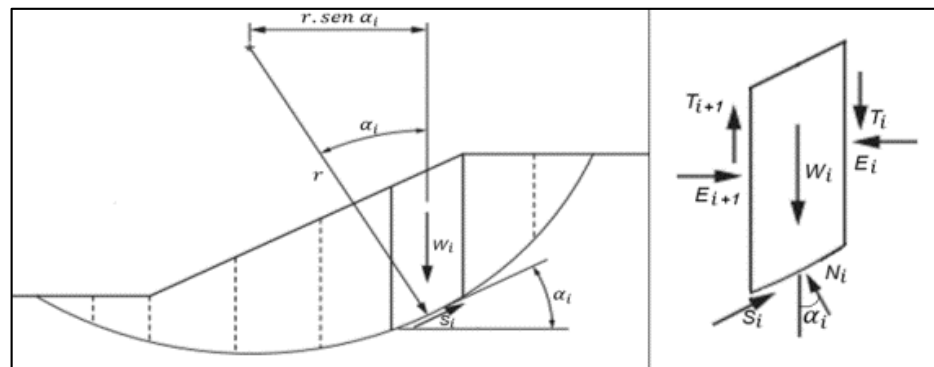
$$M0 = 0 \wedge yQ = yb$$

D. Método Janbu. Esta técnica incluye superficies de falla que presentan deslizamientos o fallas curvas, asumiendo que no existe cortante entre las dovelas.

La aplicación de este método no logra cumplir totalmente con el equilibrio de momentos, sobre todo en el tramo final del análisis. sin embargo, janbu introduce un coeficiente corrector f° para compensar la inexactitud presente.

Figura 8

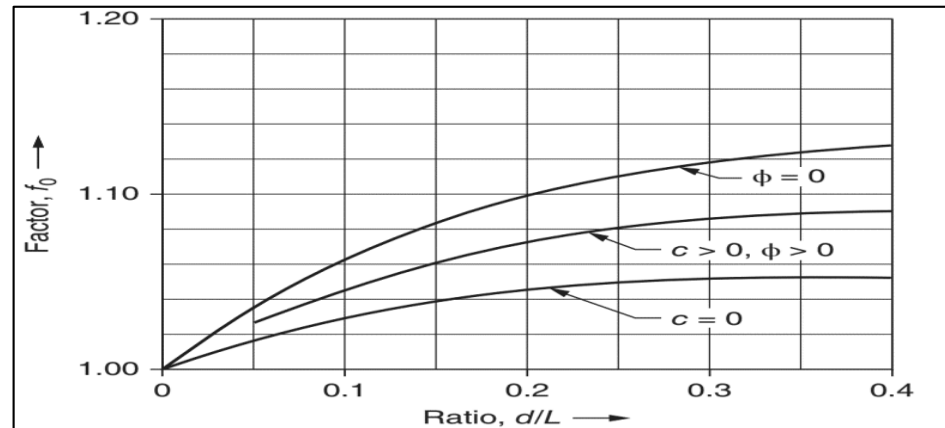
Análisis de Janbu



Nota. Duncan et al (2014).

Figura 9

Factor de corrección de Janbu



Nota. Duncan et al (2014).

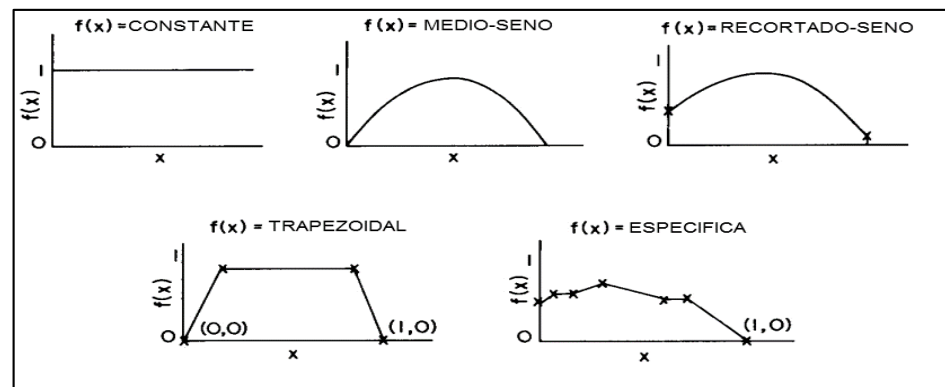
E. Método Morgenstern Price. El método propuesto por morgenstern y price plantea que existe una relación funcional entre las fuerzas tangenciales y las normales que actúan entre los bloques o secciones:

$$X = \lambda \cdot f(x) \cdot E$$

En este contexto, x y e representan respectivamente las componentes vertical y horizontal de la fuerza entre rebanadas, λ es un parámetro que debe determinarse como parte del cálculo del factor de seguridad, y $f(x)$ corresponde a una función establecida con base en el contorno de corte de cada sección.

Figura 10

Análisis de Morgenstern Price



Nota. Funciones de Morgenstern Price (Duncan et al, 2014).

La evaluación de la función $f(x_i)$ en el extremo x_i , al ser multiplicada por el coeficiente λ , permite obtener el valor correspondiente a la inclinación θ_i

$$f(x_i) \cdot \lambda = \theta_i$$

las variables que se determinan al aplicar el enfoque de morgenstern y price son el coeficiente de seguridad (F_s), el valor del parámetro λ , la fuerza horizontal (E) entre secciones, y su correspondiente componente vertical (X).

el método desarrollado por morgenstern y price guarda semejanza con el enfoque de spencer. la diferencia principal radica en que el modelo de spencer utiliza una única inclinación (θ) para las fuerzas entre rebanadas, mientras que el de morgenstern y price introduce un conjunto de inclinaciones variables (θ_i), definidas por una función propuesta $f(x)$ y un parámetro de escala (λ) que debe determinarse.

Si se mantiene constante la función $f(x)$ dentro del método de morgenstern y price, el desarrollo del cálculo coincide con el esquema del método de Spencer. La principal diferencia entre los dos procedimientos es que el procedimiento de Morgenstern y Price proporciona una mayor flexibilidad en las suposiciones para las inclinaciones de la fuerza entre segmentos. La adaptabilidad del método permite modificar el criterio asumido sobre las fuerzas que actúan entre las secciones del terreno.

2.2.4. MUROS DE CONTENCIÓN

Barros (2005) define que el muro de contención constituye una estructura de ingeniería civil cuya función es sostener masas de suelo que incluyen partículas sólidas, humedad y otros elementos. dado que estas estructuras suelen estar expuestas a las condiciones del clima, es necesario considerar la infiltración de agua pluvial, la cual incrementa la presión sobre el muro y debe ser incluida dentro del análisis de diseño.

Lucero et al (2012) señalan que los muros de contención son considerados como soluciones estructurales apropiadas para sostener, preservar o establecer una diferencia de alturas entre masas de suelo ubicadas a cada lado, en situaciones donde dicho terreno no se mantiene estable de manera natural tras una excavación o talud. generalmente están diseñadas para contener tierra, aunque también pueden utilizarse para sostener materiales como granos almacenados (en silos) o líquidos (en depósitos).

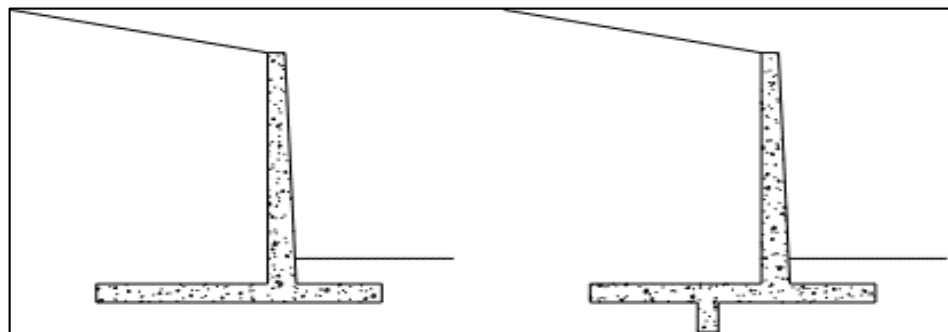
2.2.4.1. TIPOS DE MURO DE CONTENCIÓN

Se detallan los siguientes tipos de muros.

A. Muro en voladizo. Se emplean comúnmente en alturas que alcanzan entre 7 y 8 metros. cuando se requiere superar esa medida, los esfuerzos en la conexión entre el cuerpo del muro y su base adquieren tal magnitud que, por motivos de eficiencia estructural y economía, se hace indispensable incorporar refuerzos mediante contrafuertes. (Nilson, 2001).

Figura 11

Muros en voladizo



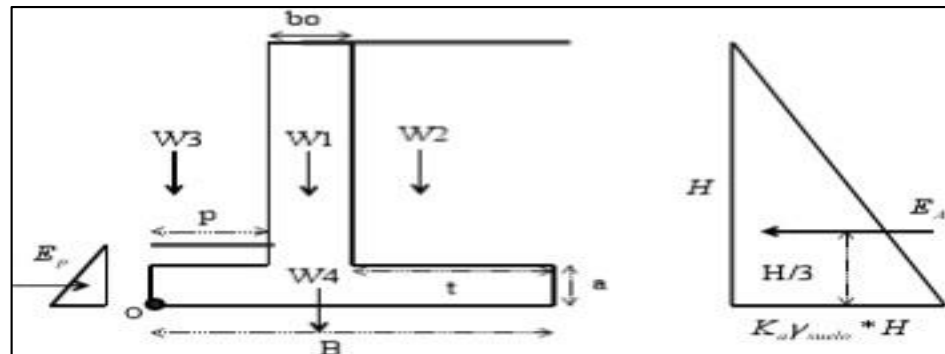
Nota. Nilson (2001)

Una vez establecido el tamaño aproximado del muro, se pueden diseñarse detalladamente el vástago, la punta de talón. Cada elemento estructural se proyecta como un voladizo que parte desde una sección central del muro. el primer paso en el diseño consiste en definir de forma preliminar las dimensiones del muro de contención. aunque este proceso sigue una metodología de prueba

y ajuste, los resultados no se ven afectados significativamente por pequeñas imprecisiones, siendo suficientes uno o dos intentos para alcanzar un valor aceptable. existen diversas pautas empíricas que permiten establecer medidas iniciales con buena aproximación. (Nilson, 2001)

Figura 12

Fuerzas actuantes en un muro en voladizo



Nota. Nilson (2001)

B. Muro bandeja. En este tipo de muros la finalidad es equilibrar los momentos flectores generados por el empuje del relleno mediante la introducción de momentos opuestos producidos por el peso del propio relleno sobre las losas de base; esto permite diseñar muros con secciones más delgadas y, a la vez, reducir la cantidad de refuerzo vertical necesario.

Este sistema constructivo facilita la ejecución de muros con ausencia de talón o con una base posterior de dimensiones mínimas, ya que las fuerzas verticales se distribuyen a través de las bandejas, generando estabilidad tanto frente al deslizamiento como al volteo. en los casos sin bandejas, el peso del relleno cumple esa función estabilizadora actuando directamente sobre el talón. una de las desventajas principales es el incremento en los costos, debido a que las bandejas deben ser encofradas y sostenidas a niveles elevados, siendo apropiadas para estructuras de gran altura de 10 - 12 m.

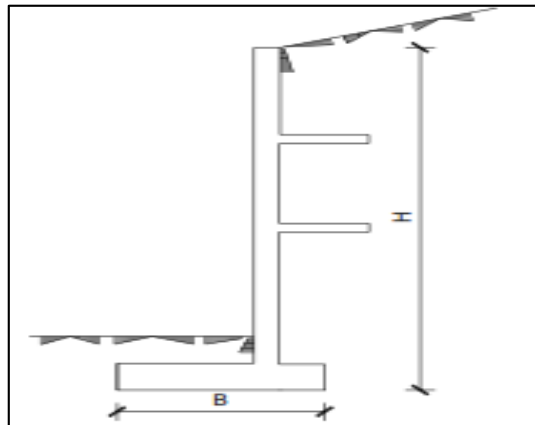
El principio de funcionamiento de los muros con bandejas difiere notablemente respecto a los modelos tradicionales. en lugar

de dirigir la totalidad del peso del terreno hacia el talón para garantizar la estabilidad estructural, el diseño contempla que el relleno actúe directamente sobre las bandejas, generando tanto una carga vertical como momentos contrarrestantes frente a los originados por la presión lateral del terreno.

Esta configuración posibilita la ejecución de muros sin base posterior o con una base reducida, logrando pantallas delgadas, escasa ocupación en el trasdós y una baja relación entre base y altura (B/H). sin embargo, estas ventajas estructurales se ven parcialmente contrarrestadas por el incremento en el costo constructivo de las bandejas, ya que requieren encofrado y apuntalamiento a considerable altura.

Figura 13

Muro tipo bandeja

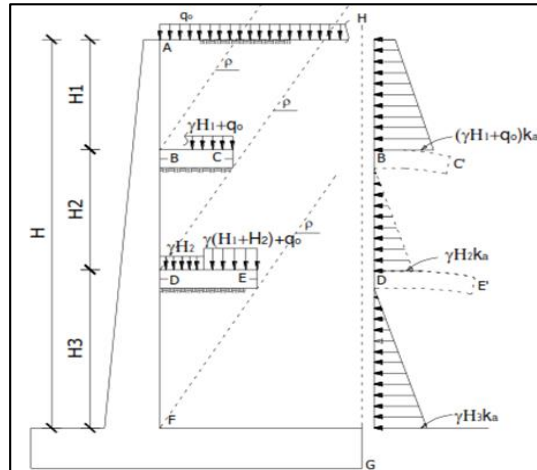


Nota. Lucero et al (2012)

Para la estimación de las fuerzas ejercidas sobre un muro con bandejas puede analizarse considerando el caso más representativo dos bandejas, en donde las presiones actuantes se calculan mediante la siguiente figura.

Figura 14

Fuerzas actuantes en un muro con dos bandejas



Nota. Lucero et al (2012)

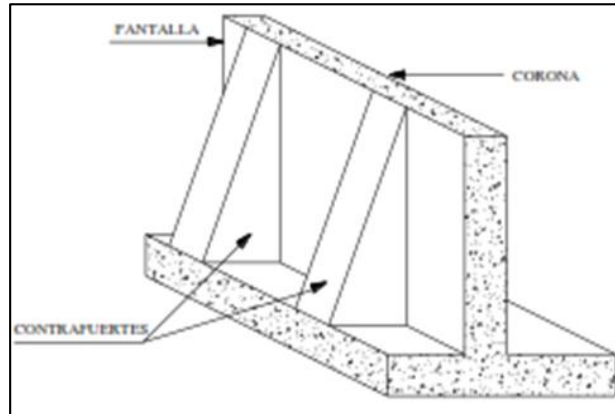
C. Muro contrafuerte. Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical del muro y la base, en donde la pantalla de estos muros resiste los empujes, trabajando como losa continua apoyada en los contrafuertes, es decir que el refuerzo principal en el muro se coloca horizontalmente, son muros de hormigón armado, económicos para alturas mayores a 10 metros.

Los muros con contrafuertes representan una evolución de los muros en cantiléver, ya que, al aumentar la altura del muro, aumenta el espesor de la pantalla, este aumento de espesor es sustituido por los contrafuertes; la solución conlleva un armado, encofrado y vaciado más complejo.

Además, presenta que tanto la pantalla como los contrafuertes están conectados a la losa de fundación. Los contrafuertes se pueden colocar en la cara interior de la pantalla en contacto con la tierra o en la cara exterior donde estéticamente no es muy conveniente

Figura 15

Muro contrafuerte

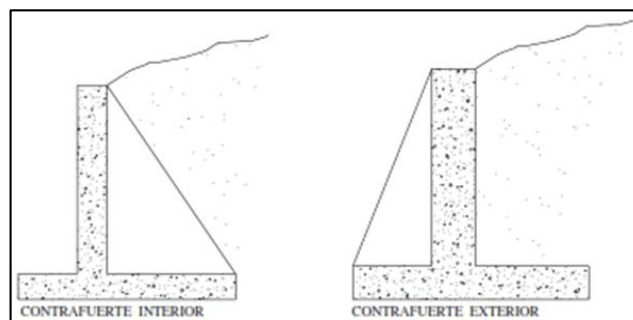


Nota. Nilson (2001)

Una disposición técnica adecuada consiste en ubicar los contrafuertes en el lado posterior del muro, donde la losa principal actúa como la parte superior de una sección en forma de T, enfrentando los momentos flectores generados por los empujes del terreno; en esa zona se incorpora la armadura de tracción dentro del contrafuerte. La solución de disponer los contrafuertes en el intradós, desde el punto de vista mecánico tiene peor rendimiento, ya que la cabeza comprimida situada en los bordes de los contrafuertes es muy escasa, salvo que se le dote de un gran espesor, lo cual es antieconómico. Los elementos estructurales colocados internamente, que enlazan la pantalla del muro con la base, están sometidos a tensiones elevadas por tracción, mientras que aquellos instalados externamente enfrentan esfuerzos de compresión significativos.

Figura 16

Sección de muro contrafuerte



Nota. Nilson (2001)

2.2.5. EMPUJE DE TIERRAS

Juárez y Rico (2005) una estructura de contención se ejecuta con el objetivo de sostener un desnivel entre dos superficies de terreno. el material depositado en la cota superior, denominado relleno, es el responsable de ejercer presión contra el muro.

2.2.5.1. PRESIÓN LATERAL DE TIERRA

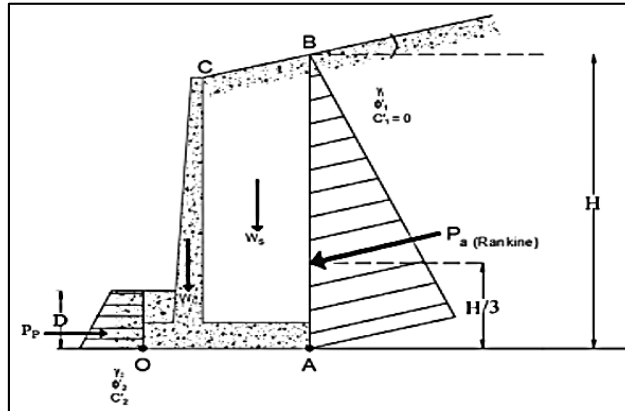
Braja (2013) se explica que las estructuras utilizadas para retener masas de suelo, como los muros de contención, muros de sótano y paneles estructurales, forman parte habitual de las soluciones de cimentación, ya que permiten resistir desplazamientos del terreno. un diseño correcto y su ejecución requieren una comprensión detallada de las fuerzas laterales que se desarrollan entre el suelo y la estructura que lo contiene. dichas fuerzas son producto de la presión lateral ejercida por el terreno. en términos generales, esta presión puede clasificarse en tres tipos principales, en función del tipo de desplazamiento que experimente la estructura que la contiene. estas son:

- Presión de reposo.
- Presión activa.
- Presión pasiva

A. Empuje activo. Braja (2013) se señala que si la parte superior de un muro o estribo se desplaza lo suficiente para que se alcance una condición de equilibrio plástico, se origina una presión activa del terreno, representada por el empuje total E_a , el cual actúa aproximadamente en el tercio inferior de la altura del muro.

Figura 17

Empuje activo



Nota. Braja (2013).

Braja (2013) hace referencia sobre la teoría de Rankine para calcular la presión activa del terreno en un terraplén inclinado compuesto por suelo granular establece que, si el relleno en contacto con un muro sin fricción se eleva con cierto ángulo respecto a la horizontal, el coeficiente correspondiente a la presión activa del terreno se define de la siguiente manera:

$$\sigma'_a = \gamma * z * K_a$$

Donde:

σ'_a = Presión activa

K_a = Coeficiente de presión activa.

z = Profundidad asumida

γ = Peso unitario del suelo.

Y la fuerza activa se define como:

$$E_a = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_a$$

$$K_a = \cos \alpha * \left(\frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \right)$$

Donde:

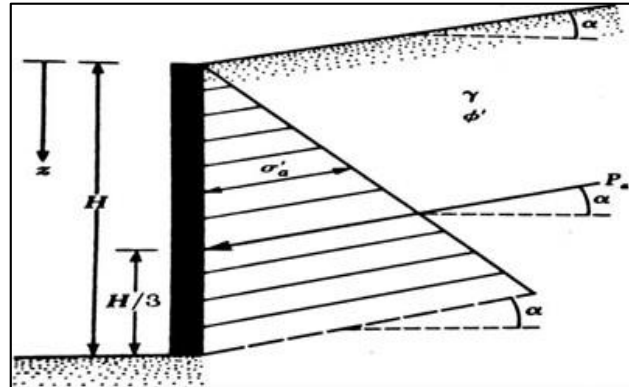
K_a = Valor que representa la relación de presión ejercida lateralmente por el suelo en condición activa.

ϕ = Inclinación del ángulo de resistencia interna del terreno en un punto ubicado a profundidad z .

α = Inclinación de la pendiente.

Figura 18

Notación para la presión activa de las ecuaciones



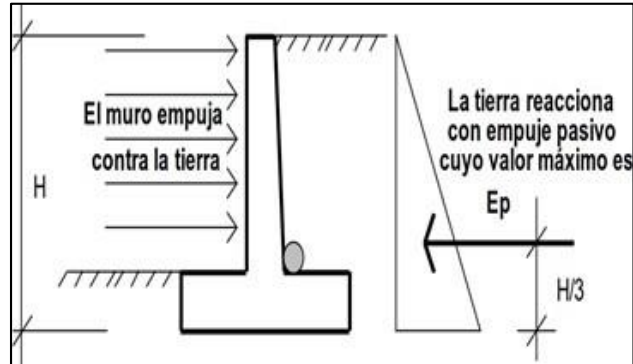
Nota. Braja (2013).

Braja (2013) se indica que la fuerza resultante E_a actúa inclinada con respecto a la horizontal en un ángulo α y su línea de acción atraviesa el muro a una altura equivalente a un tercio de su base ($H/3$).

B. Empuje pasivo. Braja (2013) se explica que al ejercer presión desde el muro o estribo hacia el terreno, este responde con una fuerza conocida como empuje pasivo E_p . la compresión del suelo en sentido horizontal incrementa su capacidad resistente hasta alcanzar un valor máximo representado por E_p . esta fuerza resultante del suelo actúa aproximadamente en el tercio inferior de la altura del muro. la figura siguiente ilustra un ejemplo con el correspondiente diagrama de presión pasiva.

Figura 19

Empuje pasivo.



Nota. Braja (2013).

Braja (2013) hace referencia sobre la presión pasiva de tierra de Rankine para relleno inclinado con suelo granular, para un muro de contención vertical sin fricción con un relleno granular ($c = 0$), la presión pasiva de Rankine a cualquier profundidad se determina de manera similar a como se hizo en el caso de la presión activa. La presión es pasiva se define:

$$\sigma'_p = \gamma * z * Kp$$

Donde:

σ'_p = Reacción lateral máxima del terreno frente a una carga ejercida desde la estructura hacia el suelo.

Kp = proporción que define la relación entre la presión horizontal máxima del terreno y su carga vertical.

z = Profundidad asumida

γ = Peso unitario del suelo.

Y la fuerza pasiva se define como:

$$E_p = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * Kp$$

$$Kp = \cos \alpha * \left(\frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \right)$$

Donde:

K_p = Capacidad del terreno para resistir empujes horizontales.

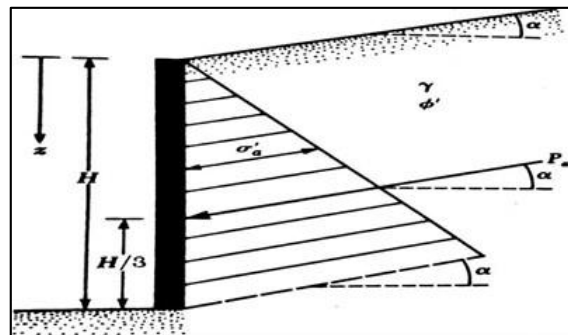
ϕ = Grado de inclinación correspondiente a la resistencia interna del suelo medida a una profundidad z .

α = Inclinación de la pendiente.

Al igual que sucede con el empuje activo, la fuerza resultante E_p actúa con una inclinación α respecto a la horizontal y su línea de acción atraviesa el muro a un tercio de la altura ($H/3$) desde su base.

Figura 20

Símbolos empleados en las fórmulas para representar la presión pasiva del terreno



Nota. Braja (2013).

Braja (2013) indica que tanto el ángulo de fricción interna (ϕ) como el peso específico del suelo (γ) son parámetros que varían en función del tipo de material y su contenido de humedad, entre otros factores. en la tabla siguiente se presentan valores aproximados de ϕ y γ para diferentes tipos de suelos no cohesivos, los cuales resultan útiles en aplicaciones técnicas.

Tabla 1

Parámetros de fricción interna y peso específico en suelos sin cohesión (C=0), agrupados por tipo de material

Clase de Material	ϕ	γ (T/m ³)
Tierra de terraplenes, seca	35° a 40°	1.400
Tierra de terraplenes, húmeda	45°	1.600
Tierra de terraplenes, saturada	27°	1.800
Arena seca	35°	1.600
Arena húmeda	40°	1.800
Arena saturada	25°	2.000
Gravilla seca	35° a 40°	1.850
Gravilla húmeda	25°	1.860
Grava de cantos vivos	45°	1.800
Cantos rodados	30°	1.800

Nota. Braja (2013)

2.2.5.2. MÉTODOS DE RANKINE EN SUELOS CON COHESIÓN Y FRICCIÓN

Braja (2013) se presentan las expresiones matemáticas utilizadas para calcular la presión ejercida por suelos con y sin cohesión:

en condición de empuje activo:

$$\sigma_a = (\gamma_s * H_T * K_a) - 2C * \sqrt{K_a}$$

en condición de empuje pasivo:

$$\sigma_p = (\gamma_s * H_T * K_p) - 2C * \sqrt{K_p}$$

Para determinar σ' valor correspondiente cuando se trata de un material granular:

$$\sigma_a = (\gamma_s * H_T * K_a) - 2C * \sqrt{K_a} = (\gamma_s * H_T * K'_a)$$

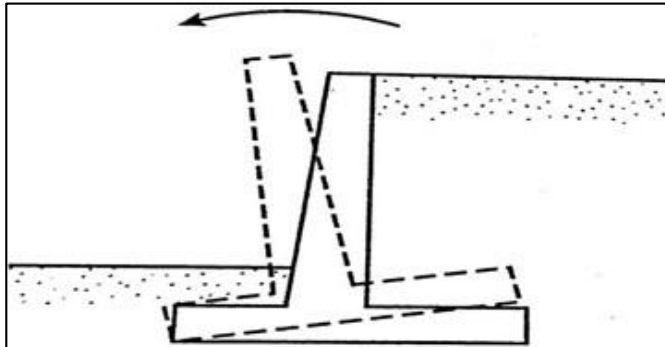
$$K'_a = \frac{(\gamma_s * H_T * K_a) - 2C * \sqrt{K_a}}{(\gamma_s * H_T)}$$

2.2.6. ESTABILIDAD DE MUROS DE CONTENCIÓN

Braja (2013) se explica que una estructura de contención puede presentar fallas bajo diversas modalidades como las que se enumeran a continuación:

Figura 21

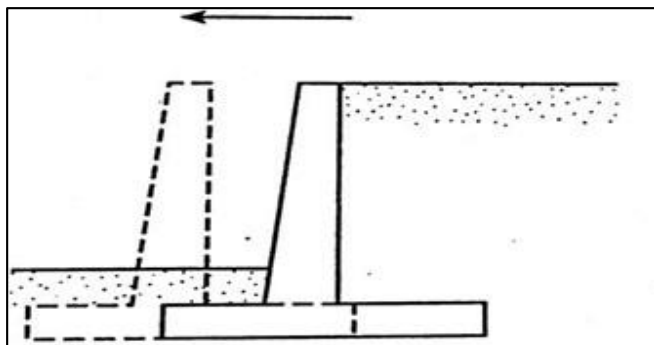
Volteo respecto a su puntera



Nota. Braja (2013).

Figura 22

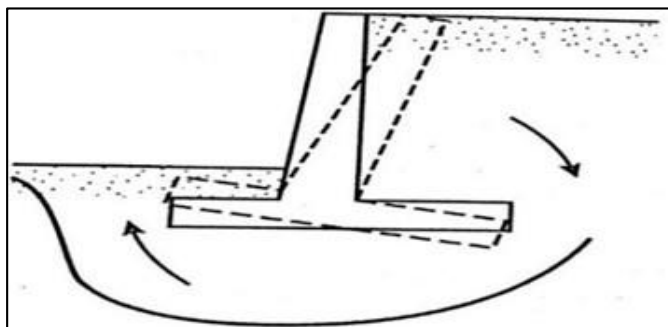
Deslizamiento sobre su base



Nota. Braja (2013).

Figura 23

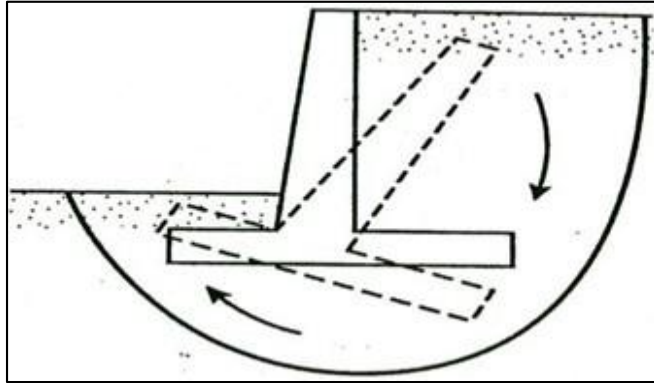
Pérdida de capacidad de carga de su base



Nota. Braja (2013).

Figura 24

Asentamiento profundo



Nota. Braja (2013).

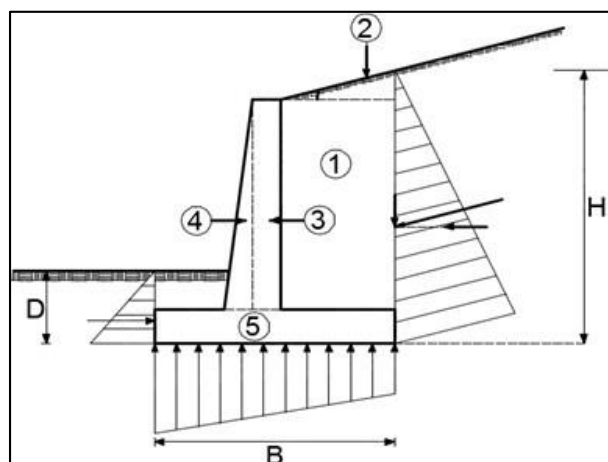
2.2.6.1. CRITERIOS DE ESTABILIDAD

Los criterios de falla son:

A. Revisión por volteo. Braja (2013) se representa el conjunto de fuerzas que intervienen en un muro tipo voladizo, bajo el supuesto de que el empuje activo del terreno, según la teoría de rankine, actúa sobre un plano vertical que se extiende desde el talón hacia arriba.

Figura 25

Revisión por volteo



Nota. Braja (2013).

E_p representa el empuje pasivo calculado según la teoría desarrollada por Rankine definida por:

$$E_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma * D^2 + 2C'_2 \sqrt{K_p} * D$$

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

Donde:

γ = Densidad del terreno ubicado delante del talón y por debajo de la base del muro.

K_p = relación numérica que define el empuje lateral pasivo del suelo, obtenida mediante el modelo de Rankine.

C'_2 = Cohesión del suelo, respectivamente

ϕ'_2 = Ángulo efectivo de fricción.

Braja (2013) establece el cálculo del coeficiente de seguridad frente al volcamiento tomando como referencia el extremo del muro, es decir, el punto se expresa como:

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O}$$

Donde:

$\sum M_O$ = Momentos que provocan una rotación del muro en torno al punto C.

$\sum M_R$ = fuerzas de rotación que se oponen al volcamiento del muro tomando como eje el punto C.

se entiende por momento de volcamiento al siguiente concepto:

$$\sum M_O = E_h * \frac{H'}{3}$$

Dónde: $E_h = E_a * \cos \alpha$

Braja (2013) también señala que, al estimar el momento que resiste el volcamiento y descartando la influencia de P_p , se puede usar la tabla que se presenta a continuación:

Tabla 2

Método para determinar la suma de momentos resistentes (ΣMR)

Sección (1)	Área (2)	Peso * unidad de longitud de muro (3)	Brazo del momento medido desde C (4)	Momento respecto a C (5)
1	A1	$W1 = \gamma_1 * A1$	X1	M1
2	A2	$W1 = \gamma_2 * A2$	X2	M2
3	A3	$W1 = \gamma_C * A3$	X3	M3
4	A4	$W1 = \gamma_C * A4$	X4	M4
5	A5	$W1 = \gamma_C * A5$	X5	M5
6	A6	$W1 = \gamma_C * A6$	X6	M6
		EV	B	MV
		ΣV		ΣMR

γ_1 = densidad del material que conforma el relleno

γ_C = valor de la densidad del concreto empleado en la estructura

Nota. Braja (2013)

Braja (2013) indica que la carga generada por el terreno sobre el talón, junto con el peso del concreto o de la mampostería, representa una acción que aporta al momento que contrarresta el volcamiento. se debe notar que el empuje activo.

$$Ev = Ea \sen \alpha$$

Además, se señala que el momento generado por la fuerza vertical Ev , tomando como punto de referencia C, corresponde a:

$$Mv = Ev * B = Ea * (\sen \alpha) * B$$

En este caso, B representa la dimensión total de la base del muro en sentido horizontal.

Una vez obtenida la suma de los momentos resistentes (ΣMR), el coeficiente de seguridad se determina mediante la siguiente fórmula:

$$FS_{(volteo)} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{E_a * (\cos \alpha) * \left(\frac{H'}{3}\right)}$$

por lo tanto, Braja (2013) sugiere que el valor mínimo recomendable del factor de seguridad frente al volcamiento se sitúa entre 2 y 3. además, según la norma CE.020 Suelos y Taludes, el factor de seguridad por volteo debe ser mayor igual a 2.

B. Revisión por deslizamiento a lo largo de la base. Braja (2013) indica que el coeficiente de seguridad ante deslizamiento se determina utilizando la siguiente expresión.

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d}$$

Donde:

$\sum F_{R'}$ = Suma de las fuerzas horizontales resistentes.

$\sum F_d$ = Suma de las fuerzas horizontales de empuje.

Además, Indica que la resistencia cortante del suelo inmediatamente debajo de la losa de base se presenta como:

$$S = \sigma' * \tan \delta + C'a$$

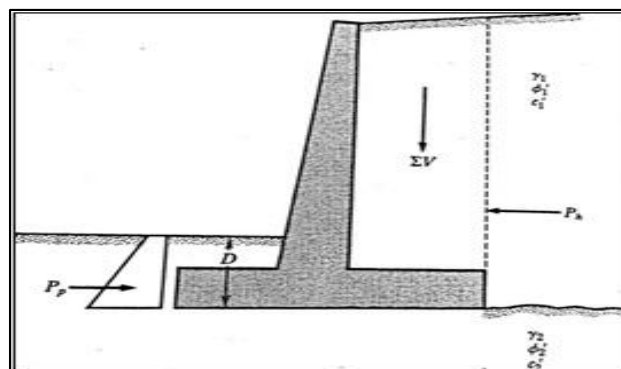
Donde:

δ = Ángulo de fricción entre el suelo y la losa de base.

$C'a$ = Adhesión entre el suelo y la losa de base

Figura 26

Revisión por deslizamiento



Nota. Braja (2013).

Braja (2013) se establece que la capacidad máxima de resistencia del suelo, por metro lineal de muro, ubicada en la parte inferior de la base, corresponde a:

$$R' = S (\text{área de la sección transversal}) = S * (B * 1)$$

$$R' = B * \sigma' * \tan\delta + B * C'_a$$

no obstante, el producto entre el ancho de la base (B) y la presión vertical efectiva (σ') representa el total de cargas verticales aplicadas, es decir, $\sum V$.

Por lo que:

$$R' = \sum V * \tan\delta + B * C'_a$$

Además, el empuje pasivo E_p actúa igualmente como una fuerza que ofrece resistencia en dirección horizontal. en consecuencia.

$$\sum F_{R'} = (\sum V) * \tan\delta + B * C'_a + E_p$$

La única acción horizontal que inducirá un posible deslizamiento en la estructura corresponde a la parte horizontal del empuje activo P_a , por tanto:

$$\sum F_d = E_a * \cos\alpha$$

Al integrar las dos expresiones anteriores se deriva lo siguiente:

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V) * \tan\delta + B * C'_a + E_p}{E_a * \cos\alpha}$$

Comúnmente se exige un valor mínimo del factor de seguridad igual a 1.5 para evitar el deslizamiento. en diversas situaciones, el empuje pasivo E_p no se considera al calcular dicho factor. para el análisis se utilizan expresiones como $\delta = k_1 * \phi'$ y

$C'a = k_2 * C'2$, donde los coeficientes k_1 y k_2 suelen ubicarse entre 0.5 y 0.67.

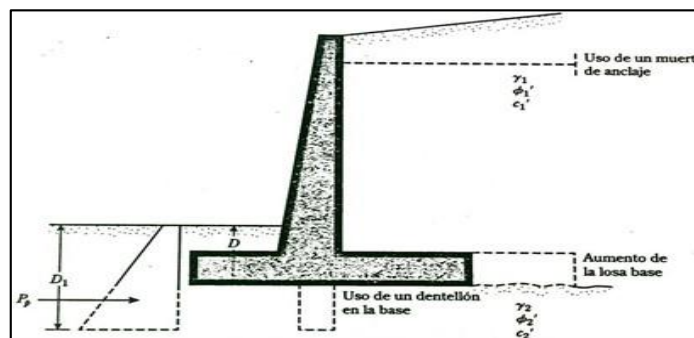
Según la norma CE.020 Suelos y Taludes, el factor de seguridad por deslizamiento debe ser mayor igual a 1.50.

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(\sum V) * \tan(k_1 * \phi'_2) + B * C'_2 + E_p}{E_a * \cos \alpha}$$

Braja (2012) se indica que, en caso de que no se logre el valor requerido del factor de seguridad se puede optar por alguna alternativa.

Figura 27

Alternativas del incremento del FS



Nota. Braja (2013).

Para una de las alternativas es posible ampliar la dimensión horizontal de la base del muro, es decir, el talón de cimentación. Como también se puede usar un dentellón en la losa base si se usa este, en donde la fuerza pasiva por unidad de longitud del muro es:

$$E_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma_2 * D_1^2 + 2C'_2 \sqrt{K_p} * D_1$$

Donde:

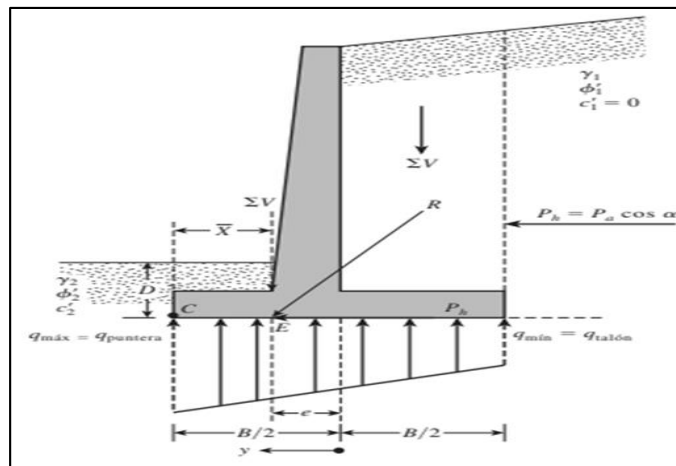
$$K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi'_2}{2})$$

Se recomienda incorporar un bloque de anclaje integrado al cuerpo del muro como refuerzo adicional.

C. *Revisión de falla por capacidad de carga.* Braja (2006) se indica que la presión vertical generada por la losa de cimentación del muro debe ser verificada frente a la resistencia última del terreno. la forma en que esta presión se distribuye sobre el suelo subyacente se representa gráficamente en la figura correspondiente.

Figura 28

Evaluación de posible colapso debido a la superación de la capacidad portante del terreno



Nota. Braja (2013).

Es importante notar que q_{punta} y $q_{\text{talón}}$ son las presiones máximas y mínimas que ocurren en los extremos de las secciones de la punta y del talón, respectivamente. Las magnitudes de q_{punta} y $q_{\text{talón}}$ se determinan de la siguiente manera.

La suma de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa de base, y la fuerza horizontal E_h es $E_a * \cos \alpha$. Sea “ R ” la fuerza resultante, o $R = \Sigma V + E_h$

El momento neto de estas fuerzas respecto al punto C en la figura anterior es:

$$M_{\text{neto}} = \Sigma M_R - \Sigma M_O$$

Los valores de $\sum M_R$ y $\sum M_O$ se determinan previamente. Considere que la línea de acción de la resultante “R” cruza a la loza de base en “E”.

Entonces la distancia:

$$\overline{CE} = \bar{X} = \frac{M_{neto}}{\sum V} \sum V$$

Por consiguiente, la excentricidad de la resultante “R” se expresa como:

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE}$$

La distribución de presiones bajo la losa de base se determina usando los principios simples de la mecánica de materiales, tenemos:

$$q = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{M_{neto} * y}{I}$$

Donde:

$$M_{neto} = \text{Momento} = \left(\sum V \right) * e$$

I = Valor del momento de inercia correspondiente a un metro lineal de la base del muro.

Según Braja (2013) para la presión máxima y la mínima, el valor de “y” en la ecuación anterior es igual a B/2. Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación de “q”, se obtiene:

$$q_{max} = q_{punta} = \frac{\sum V}{B * 1} + \frac{e(\sum V) * \frac{B}{2}}{\frac{1}{12} * B^3} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

Obsérvese que $\sum V$ incluye el peso del suelo, cuando la excentricidad “e” supera la sexta parte del ancho de la base (B/6),

el valor mínimo de presión (q_{min}) se vuelve negativo, indicando la presencia de tracción en la zona del talón. dicha condición no es adecuada, ya que el suelo tiene una resistencia muy baja a esfuerzos de tracción. si en el análisis estructural se identifica que " $e > B/6$ ", será necesario replantear el diseño y definir nuevas dimensiones (braja, 2013).

según braja (2013), luego de obtener el valor de la capacidad portante máxima del suelo, se puede calcular el factor de seguridad frente al colapso por capacidad del terreno mediante la siguiente relación:

$$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = \frac{q_u}{q_{max}}$$

D. Revisión por estabilidad del talud generando por el muro. Chalan y Guevara (2014) se señala que el método considera una superficie de falla con forma circular y basa su análisis en el equilibrio de fuerzas. no contempla la interacción entre dovelas, aunque sí incluye el peso propio de cada una. las fuerzas evaluadas en una dovela bajo este enfoque convencional son las siguientes:

- La acción del peso o gravedad, que puede descomponerse en componentes paralela y perpendicular a la trayectoria de la falla.
- Las fuerzas que ofrecen resistencia por cohesión y fricción actúan tangencialmente a la superficie de deslizamiento.
- Las acciones por presión lateral del suelo y los esfuerzos cortantes entre bloques no se incluyen en esta metodología.
- El procedimiento consiste en segmentar la masa en cortes verticales, determinando para cada uno de ellos las fuerzas involucradas. su resolución se obtiene rápidamente mediante fórmulas algebraicas sencillas.

- Esta técnica cumple con el equilibrio de momentos, pero no con el de fuerzas. su nivel de exactitud disminuye en presencia de presiones elevadas de poro, mientras que en condiciones secas o con baja presión intersticial, ofrece una mayor fiabilidad aunque con un factor de seguridad más bajo en comparación con otros métodos. el modelo planteado corresponde a un sistema estáticamente determinado.

La metodología de fellenius determina el coeficiente de seguridad mediante la siguiente fórmula algebraica:

En condiciones sin presencia de napa freática.

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n ((c * \Delta L_i) + (W_{i-total} * \cos \theta_i * \tan \phi_i))}{\sum_{i=1}^n (W_i * \sin \theta_i)} \geq 1.5$$

Cuando existe nivel freático:

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n ((c * \Delta L_i) + \tan \phi_i * ((W_{i-total} * \cos \theta_i) - (U_i * \Delta L_i)))}{\sum_{i=1}^n (W_{i-total} * \sin \theta_i)} \geq 1.5$$

Donde:

θ_i = Inclinación de la superficie basal medida en relación al eje horizontal.

ϕ_i = Valor del ángulo de resistencia interna del material del estrato.

$W_{(i-total)}$ = Peso total de cada dovela.

U_i = Presión intersticial del agua en el suelo, determinada por la diferencia entre la altura de la columna de agua (H_w) y el peso específico del agua (γ_w).

C_i = Capacidad del estrato para mantenerse unido debido a sus propiedades cohesivas.

b_i = Dimensión horizontal correspondiente a la base de cada segmento en que se divide el terreno.

ΔL_i = Distancia curvilínea en la base de la dovela, trazada sobre la circunferencia que define la superficie de falla.

H_w = Elevación de la superficie del agua subterránea respecto a un punto de referencia.

γ_w = Densidad del agua expresada como peso por unidad de volumen.

Braja (2013) se señala que, según la ecuación referida, ΔL_i puede estimarse como b_i dividido entre el coseno de θ_i , siendo b_i el ancho correspondiente a la dovela número i . el ángulo θ_i se considera positivo si la pendiente del arco coincide en cuadrante con la inclinación del terreno. para determinar el valor mínimo del factor de seguridad, es decir, aquel asociado al círculo crítico de falla, se requiere ensayar diversas posiciones del centro del círculo. este procedimiento es comúnmente denominado método de dovelas convencional.

2.2.7. MÉTODOS DE DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

El reglamento nacional de edificaciones (2009), en su norma E.060, establece que el diseño de estructuras de concreto armado debe basarse en el enfoque de diseño por resistencia. en este sentido, todas las secciones estructurales deberán contar con una resistencia de diseño (R_n) adecuada conforme a las disposiciones establecidas, aplicando los factores de carga correspondientes y los coeficientes de reducción de resistencia. asimismo, se debe verificar que el comportamiento de los elementos estructurales en condiciones de servicio —como deflexiones, fisuración, vibraciones o fatiga— se mantenga dentro de límites aceptables que garanticen un desempeño funcional adecuado.

A. Cargas. De acuerdo con lo establecido en la norma E.060 del reglamento nacional de edificaciones (2009), las estructuras deben ser proyectadas considerando la totalidad de las cargas que podrían actuar sobre ellas a lo largo de su período de servicio.

B. Requisitos de resistencia y de servicio. Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (2009) en la E.060 se detalla que los sistemas estructurales y cada uno de sus componentes deben ser dimensionados de manera que las resistencias de diseño (R_n) sean iguales o superiores a las resistencias exigidas (R_u), obtenidas a partir de cargas amplificadas conforme a las combinaciones que la norma especifica. además, se exige que todas las secciones cumplan con los requisitos adicionales establecidos por la E.060, a fin de asegurar un desempeño satisfactorio ante las solicitaciones propias del uso habitual.

$$\phi R_n \geq R_u$$

Se requiere que tanto las estructuras como sus elementos respeten las disposiciones complementarias de la norma, con el propósito de asegurar que su funcionamiento sea apropiado frente a las acciones que se presentan en condiciones normales de operación.

C. Resistencia requerida. Según lo indicado en la norma E.060 del reglamento nacional de edificaciones (2009), las combinaciones de carga consideradas en el diseño estructural son las siguientes:

Cuando el diseño estructural deba considerar adicionalmente el efecto del peso y empuje lateral generado por el terreno (CE), así como la presión hidráulica del agua subterránea u otras cargas provenientes de materiales distintos al suelo, además de las cargas permanentes y variables, la resistencia exigida deberá cumplir con un valor mínimo determinado:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV + 1,7 CE$$

Si las cargas muertas o vivas contrarrestan parcialmente el empuje lateral, se aplicará el valor correspondiente reducido según lo establecido:

$$U = 0,9 CM + 1,7 CE$$

Cuando el proyecto deba considerar cargas generadas por líquidos (CL), cuyas características como densidad y altura estén claramente especificadas, junto con las cargas muertas y vivas, la resistencia mínima requerida será la correspondiente al caso indicado:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV + 1,4 CL$$

D. Resistencia de diseño. Según lo dispuesto en la norma E.060 del reglamento nacional de edificaciones (2009), las resistencias de diseño (ϕR_n) de un componente estructural, incluidas sus uniones y secciones, ya sea en flexión, compresión, corte o torsión, deben determinarse multiplicando la resistencia nominal —calculada conforme a los criterios de la norma— por los coeficientes de reducción de resistencia ϕ establecidos a continuación.

Los coeficientes ϕ aplicables a elementos contruidos con concreto estructural se detallan como sigue:

- Cuando se trata de esfuerzos de flexión sin presencia de carga axial, el coeficiente de reducción aplicable es igual a 0.90.
- Para situaciones con fuerza axial pura o combinada con flexión, se aplican los factores correspondientes según el tipo de esfuerzo predominante:
 - En casos donde la acción axial corresponde a tracción, ya sea actuando sola o acompañada de flexión, se utiliza un factor ϕ de 0.90.
 - Cuando el esfuerzo axial es de compresión, con o sin combinación con flexión, el valor de ϕ dependerá de las condiciones particulares del diseño:
 - Elementos con refuerzo en espiral = 0.75

- Otros elementos = 0.70
- Para esfuerzos de corte y torsión, el coeficiente de reducción de resistencia recomendado es de 0.85.
- En el caso de fallas por compresión localizada (aplastamiento), se considera un factor de 0.70, salvo en las zonas específicas de anclaje de sistemas postensados.
- En las áreas donde se localizan los anclajes de elementos postensados, el coeficiente ϕ a emplear es de 0.85.

Según el American Concrete Institute (2014) en su norma ACI 318 señala se establece que los coeficientes ϕ aplicables a elementos estructurales de concreto deben ser los siguientes:

- cuando el diseño involucra fuerza axial sola o en combinación con momentos, los valores del factor de reducción varían entre 0.65 y 0.90, dependiendo del tipo y magnitud de las solicitaciones.
- Cortante = 0.75
- Aplastamiento = 0.75

E. Refuerzo por cambios volumétricos. De acuerdo con la norma E.060 del reglamento nacional de edificaciones (2009), en las estructurales donde la armadura principal de flexión esté orientada en una sola dirección, debe incluirse refuerzo transversal para controlar los efectos generados por la retracción del concreto y las variaciones térmicas. este tipo de refuerzo, conocido como armadura para retracción y temperatura, debe cumplir con proporciones mínimas entre el área del refuerzo y el área total de la sección de concreto, según el tipo de acero utilizado. además, las resistencias de diseño (ϕR_n) de los elementos, sus uniones y secciones, tanto en flexión, compresión axial, corte o torsión, deben ser obtenidas multiplicando la resistencia nominal por los factores de reducción establecidos por esta norma.

- Barras lisas = 0.0025

- En el caso de barras corrugadas con límite de fluencia inferior a 420 MPa, la relación mínima entre el área del refuerzo y la del concreto debe ser de 0.0020
- Cuando se utilicen barras corrugadas o mallas electrosoldadas — ya sean lisas o corrugadas— con resistencia a la fluencia igual o superior a 420 MPa, la proporción mínima exigida es de 0.0018.

La norma E.060 del reglamento nacional de edificaciones (2009) establece que el refuerzo destinado a controlar los efectos por retracción y temperatura debe distribuirse con una separación entre barras que no supere tres veces el espesor de la losa, y en ningún caso exceda los 400 mm. en el caso de losas nervadas unidireccionales que incorporen bloques de relleno permanentes —como ladrillos de techo de arcilla o concreto—, la distancia máxima permitida entre barras perpendiculares a los nervios puede extenderse hasta cinco veces el espesor de la losa, sin sobrepasar los 400 mm. este tipo de refuerzo podrá ubicarse en una o ambas caras del elemento, dependiendo del grosor del mismo. para muros con un espesor igual o superior a 250 mm, el refuerzo deberá colocarse en ambas caras, priorizando la cara expuesta cuando se requiera mayor proporción de acero.

F. Refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión. Según lo estipulado en la E.060 del reglamento nacional de edificaciones (2009), el área mínima de refuerzo a tracción requerida para secciones rectangulares o tipo T con la losa comprimida, deberá cumplir con el valor mínimo definido por la norma:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.22\sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d$$

G. Resistencia al cortante. de acuerdo con la norma E.060 del reglamento nacional de edificaciones (2009), el dimensionamiento de secciones transversales sujetas a esfuerzos cortantes debe efectuarse siguiendo la ecuación correspondiente al método de diseño por resistencia:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde V_u , representa la fuerza de corte incrementada en la sección analizada, mientras que V_n corresponde a la resistencia nominal al corte, determinada a través de la siguiente relación:

$$V_n = V_c + V_s$$

En dicha expresión, V_c hace referencia a la capacidad de corte del concreto y V_s representa la contribución del refuerzo transversal a la resistencia al cortante.

H. Refuerzos mínimos en muros. De acuerdo con lo establecido en la norma E.060 del reglamento nacional de edificaciones (2009), se indica que los valores mínimos del refuerzo horizontal y vertical deben ser los siguientes:

- La proporción de acero dispuesto en sentido horizontal debe ser igual o superior a 0.002 respecto al área de la sección.
- La cantidad de armadura colocada en sentido vertical deberá tener una relación mínima de 0.0015 con respecto al área total de concreto.

Según lo estipulado en el documento ACI 318 del año 2014 del american concrete institute, se señala lo siguiente las cuantías mínimas para los esfuerzos son:

- La cuantía mínima para refuerzos verticales es igual a 0.0012 para barras corrugadas no mayores que N°5 con $f_y \geq 420\text{Mpa}$, y de 0.0015 para otras barras corrugadas, así como también de 0.0012 para refuerzo electro soldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que MW200 o MD200.
- La cuantía mínima para refuerzos horizontales es igual a 0.0020 para barras corrugadas no mayores que N°5 con $f_y \geq 420\text{Mpa}$, y de 0.0025 para otras barras corrugadas, así como también de 0.0020

en el caso de malla electrosoldada conformada por alambre liso o corrugado cuyo calibre no exceda MW200 o MD200.

La norma E.060 del reglamento nacional de edificaciones (2009) establece que los muros con espesor superior a 200 mm —con excepción de los muros de sótanos— deben contar con refuerzo dispuesto en ambas direcciones, distribuidos en dos capas ubicadas paralelamente a las caras del muro.

I. Límites del espaciamiento del refuerzo. La norma E.060 del reglamento nacional de edificaciones (2009) establece los criterios relacionados con las distancias mínimas y máximas entre las barras de refuerzo utilizadas en estructuras de concreto:

- La separación máxima permitida para las armaduras en sentido vertical y horizontal no puede superar tres veces el espesor del muro, ni exceder los 400 mm.
- La distancia libre mínima entre barras paralelas ubicadas en una misma capa debe ser de al menos 25 mm; si el refuerzo se dispone en múltiples capas, las varillas de la capa superior deben alinearse directamente sobre las de la capa inferior, manteniéndose una separación libre no inferior a 25 mm entre capas.

J. Recubrimiento de concreto para el refuerzo. La norma E.060 del reglamento nacional de edificaciones (2009) indica que, en elementos de concretos vaciados en obra y sin preesfuerzo, debe garantizarse un recubrimiento mínimo de concreto sobre las barras de refuerzo:

- En elementos de concreto que se viertan directamente sobre el terreno y permanezcan en contacto con este, el recubrimiento mínimo exigido es de 70 mm.
- Cuando el concreto esté expuesto de manera continua al ambiente exterior o al contacto con el terreno, las barras de refuerzo de 3/4" de diámetro o mayores deben contar con un recubrimiento mínimo de 50 mm, mientras que las barras de 5/8" o menores, incluidas las

mallas electrosoldadas, deben estar protegidas con al menos 40 mm de concreto.

2.2.8. DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONTENCIÓN

El diseño estructural se fundamenta en lograr un equilibrio adecuado entre las funciones que el material puede desempeñar, considerando sus propiedades físicas, su comportamiento mecánico y la optimización de costos. la economía en la construcción es un objetivo esencial, pero debe alcanzarse garantizando el mejor desempeño posible mediante una evaluación estructural previa.

El desarrollo estructural debe buscar un desempeño equilibrado entre la rigidez y la ductilidad de los componentes, dado que un dominio excesivo de cualquiera de estos comportamientos podría comprometer la estabilidad general del sistema estructural.

2.2.8.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La evaluación estructural entrega resultados tanto a escala general —como reacciones y desplazamientos— como a nivel de sección —esfuerzos internos, curvaturas o alargamientos—. además, permite analizar zonas puntuales donde las condiciones tradicionales de resistencia no son suficientes, como áreas próximas a concentraciones de carga, uniones estructurales o transiciones geométricas abruptas.

El análisis debe emplear, según corresponda, los modelos teóricos y las suposiciones básicas que mejor representen el comportamiento físico de la estructura, con la finalidad de asegurar que no se excedan los estados límite establecidos.

2.2.9. ANÁLISIS ESTÁTICO MEDIANTE EL MÉTODO COULOMB

Suarez (2009) señala que el equilibrio de fuerzas actuante sobre una cuña de suelo granular, resulta en la expresión de empuje activo PA.

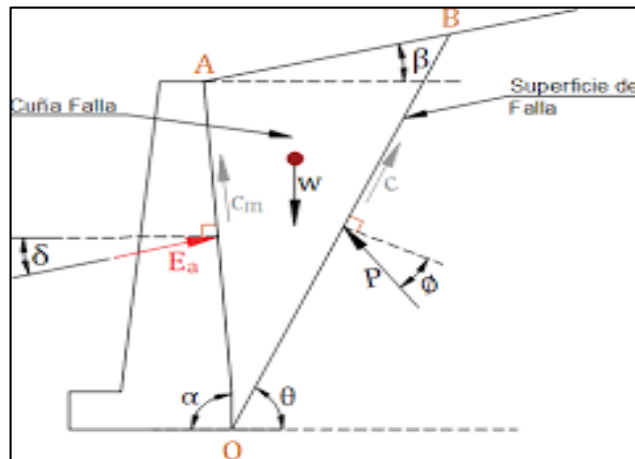
$$P_a = \frac{1}{2} K_A * \gamma * H^2$$

Donde el coeficiente de empuje activo K_A es definido por

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \alpha)}}\right)^2}$$

Figura 29

Método Coulomb



Nota. Cuña de suelo activa a la izquierda y polígono de fuerzas actuantes sobre las cuñas de suelo a la derecha; en donde δ es el ángulo de fricción de la interacción suelo-muro y los ángulos β y θ de inclinación (Suarez, 2009)

2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES

- ✓ Ángulo de fricción interna: El ángulo de fricción interna representa la inclinación máxima que puede adoptar un material granular sin que se produzca movimiento. este parámetro mide la oposición al deslizamiento generada por el contacto entre partículas del suelo. (Braja, 2013).
- ✓ Cohesión: La cohesión corresponde a la capacidad de un suelo para mantener unidas sus partículas mediante interacciones internas, sin necesidad de compresión externa. esta propiedad depende de la cantidad de contactos entre partículas individuales. (Braja, 2013).
- ✓ Escarpe principal: Se trata de una zona inclinada ubicada justo por debajo del borde superior del deslizamiento, que surge tras el movimiento del

terreno, siendo considerada el segmento inicial de la trayectoria de ruptura. (Suarez, 2009).

- ✓ Escarpe secundario: Es una franja inclinada comparable al escarpe principal, que se forma en un nivel inferior como consecuencia del deslizamiento del terreno. (Suarez, 2009)
- ✓ Estabilización: Intervención técnica física o química aplicada bajo condiciones reguladas, con el fin de optimizar las propiedades mecánicas de un suelo determinado. (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2012).
- ✓ Masa desplazada de una falla: Corresponde al volumen de terreno movilizado que se sitúa por encima de la superficie de falla. (Suarez, 2009)
- ✓ Muros de contención: Los muros de contención son estructuras empleadas para estabilizar terrenos sueltos o inclinados, permitiendo mantener taludes que no serían estables por sí solos. su uso es común en situaciones donde el espacio disponible para cortes o rellenos se ve limitado por restricciones de propiedad. (Suarez, 2009).
- ✓ Pie del deslizamiento o base: Corresponde a la zona del terreno que ha sido cubierta por el desplazamiento del suelo y se sitúa por debajo del punto final de la superficie de falla. (Suarez, 2009)
- ✓ Superficie de rotura o falla: Es la porción del terreno que no ha sido afectada por el movimiento y se ubica por debajo del plano de deslizamiento, marcando el límite inferior del volumen movilizado. (Suarez, 2009).
- ✓ Superficie original de ladera: Se refiere a la configuración original del terreno antes de que ocurra el desplazamiento o fallo del suelo. (Suarez, 2009)
- ✓ Talud: Los taludes, también denominados laderas, son formaciones de terreno que no poseen una geometría plana, sino que presentan inclinaciones o diferencias en la elevación a lo largo de su superficie (Suarez, 2009).

2.4. HIPÓTESIS

2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL

- ✓ H_1 : La propuesta de diseño del muro tipo bandeja Si es una alternativa para taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.
- ✓ H_0 : La propuesta de diseño del muro tipo bandeja No es una alternativa para taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.

2.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

- ✓ H_1 : Mediante el factor de seguridad del talud sin la influencia del muro tipo bandeja Si se puede verificar la inestabilidad de taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.
- ✓ H_0 : Mediante el factor de seguridad del talud sin la influencia del muro tipo bandeja No se puede verificar la inestabilidad de taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.
- ✓ H_2 : Mediante los factores de seguridad de deslizamiento y vuelco del muro Si se puede diseñar y evaluar la estabilidad del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.
- ✓ H_0 : Mediante los factores de seguridad de deslizamiento y vuelco del muro No se puede diseñar y evaluar la estabilidad del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.
- ✓ H_3 : Mediante el factor de seguridad del talud con la influencia del muro tipo bandeja Si se puede evaluar la estabilidad de taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.

- ✓ H_0 : Mediante el factor de seguridad del talud con la influencia del muro tipo bandeja No se puede evaluar la estabilidad de taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.

2.5. VARIABLES

2.5.1. VARIABLE 1

Taludes con presencia de unidades de vivienda.

2.5.2. VARIABLE 2

Propuesta de diseño de muro tipo bandeja.

2.6. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Tabla 3

Operacionalización de variables de la investigación

Variables	Dimensiones	Técnicas e Instrumentos	Indicadores	Magnitudes
Variable 1: Taludes con presencia de unidades de vivienda.	Verificar la inestabilidad del talud, con presencia de unidades de vivienda, sin la influencia de la propuesta mediante los factores de seguridad obtenidos.	Levantamiento topográfico del talud	Coordenadas UTM	m
		Estudio de suelos del talud	Peso específico Cohesión Angulo de Fricción	kN/m ³ kN/m ² Grados (°)
		Análisis de estabilidad	Factor de Seguridad del talud sin muro	Numérico
Variable 2: Propuesta de diseño de muro tipo bandeja	Diseñar y evaluar la estabilidad del muro mediante los factores de vuelco y deslizamiento. Además de evaluar la estabilidad del talud, en condiciones donde se presentan unidades de vivienda, con la influencia de la propuesta mediante los factores de seguridad obtenidos	Diseño y evaluación del muro de contención evitando cortes de talud	Factor de seguridad de deslizamiento y vuelco del muro	Numérico
		Análisis de estabilidad	Factor de Seguridad del talud con muro	Numérico

Nota. Operacionalización de variables de la investigación referente a la Propuesta de diseño de muros tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona héroes de Jactay.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La investigación científica aplicada es cuando se planifiquen medidas para resolver las necesidades y estudiar los problemas que se presentan en la sociedad aplicando teorías existentes (Hernández Sampieri et al, 2014)

El presente estudio es aplicado ya que se enfoca en el análisis de estabilidad de talud, con finalidad de plantear un diseño de muro de contención que principalmente estabilice el talud y que además no perjudique de ninguna manera a las unidades de viviendas existentes.

3.1.1. ENFOQUE

El enfoque cuantitativo es aquella en donde se recolectarán datos con la finalidad que consiste en aplicar pruebas de hipótesis sustentadas en datos cuantitativos obtenidos mediante procedimientos de medición (Sampieri et al, 2014).

El presente estudio se desarrolla con un enfoque cuantitativo ya que se basa en la recolección de datos cuantitativos del talud, mediante topografía y estudio de suelos, en donde posteriormente se evalúa la inestabilidad de dicho talud mediante métodos cuantitativos apoyados con ayuda de software para obtener datos precisos; además se evalúa la estabilidad del muro diseñado, así como también la condición de equilibrio del talud influenciado por la presencia de un muro de contención propuesto.

3.1.2. ALCANCE

El alcance descriptivo es la que trata de especificar las características y propiedades del fenómeno de estudio, pretendiendo realizar la medición de los variables y recoger la información medida de forma independiente o conjunta (Hernández Sampieri et al, 2014).

El presente estudio se desarrolla con un alcance descripto, con el cual se describe el fenómeno de la inestabilidad del talud de estudio (V1), a la cual se pretende medir con la finalidad de realizar la propuesta del diseño de muro tipo bandeja (V2), y de forma conjunta realizar el sustento del incremento en la condición de estabilidad del talud analizado, todo ello mediante los Fs.

3.1.3. DISEÑO

El diseño no experimental del tipo transversal – descriptivo, es la que se realiza sin la manipulación intencional de las condiciones de las variables, simplemente recopilando la información observada en un momento dado. (Hernández Sampieri et al, 2014).

El presente estudio se desarrolla con un diseño no experimental del tipo trasversal – descriptivo; transversal porque se recolectará la información del talud, diseño del muro y su aplicación como contención del talud, en un momento específico; y del tipo descriptivo porque describe cuantitativamente la inestabilidad del talud, la estabilidad del muro, y la mejora de estabilidad que otorga el muro al talud

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1. POBLACIÓN.

La población se define como un grupo relativo a situaciones que coinciden con sus respectivos requisitos técnicos que sirven como base para sustentar las conclusiones obtenidas en forma global (Hernández Sampieri et al, 2014).

El conjunto total de unidades o elementos sobre los que se enfoca el estudio está definida por los taludes con presencia de unidades de vivienda adyacentes al circuito vial de la zona de Héroes de Jactay, que se encuentra ubicado en el margen noroeste de la ciudad de Huánuco (ver Anexo 10)

Figura 30

Población adyacente al circuito vial



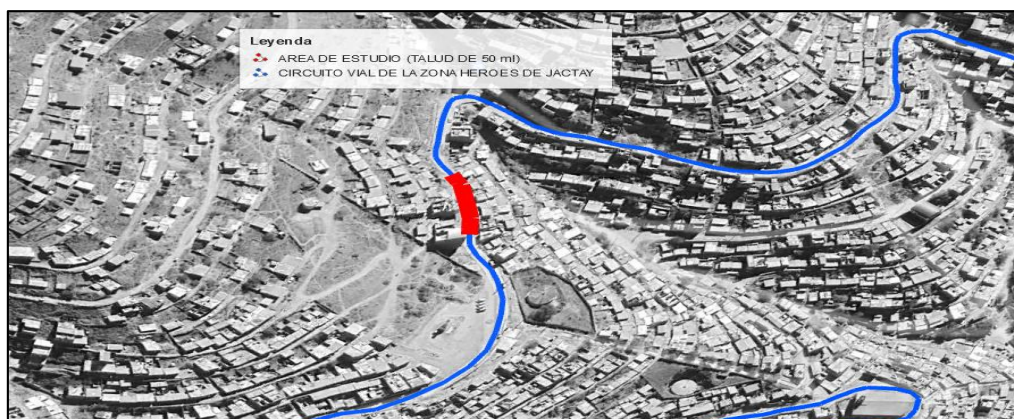
Nota. Vista en planta del circuito vial de la zona de Héroes de Jactay, en donde adyacentemente a la vía se ubican los taludes con presencia de unidades de vivienda – población

3.2.2. MUESTRA

La muestra no probabilística se define como un subgrupo de la población que refleja de datos representativos, en donde la elección no depende de la probabilidad sino del criterio del investigador y propósitos de la investigación (Hernández Sampieri et al, 2014). La muestra no probabilística está definida por el talud de 50 metros lineales con presencia de unidades de vivienda adyacente al circuito vial de la zona de Héroes de Jactay. que se encuentra aproximadamente ubicado de la progresiva 1+750 al 1+800 del circuito vial (ver Anexo 10).

Figura 31

Muestra delimitada adyacente al circuito vial



Nota. Vista en planta del circuito vial de la zona de Héroes de Jactay, en donde adyacentemente a la vía se ubica el talud de 50 metros lineales con presencia de unidades de vivienda – muestra

3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.3.1. PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS

Sampieri et al (2014) se establece que la observación es un método estructurado de recopilación de información, en el cual se sigue un proceso previamente establecido, donde se puede manipular o no manipular la variable, y que además es donde el investigador registra los eventos y/o hechos observados mediante fichas definidas.

La investigación se desarrolló mediante la técnica de observación para la recolección de datos de las evaluaciones iniciales incluyeron tanto el levantamiento topográfico como el análisis de las propiedades del suelo mediante estudios geotécnicos mediante sus respectivas fichas y/o instrumentos:

- Ficha de Registro del Ensayo Granulométrico
- Ficha de Registro del Ensayo de Plasticidad
- Ficha de Registro del Ensayo de Clasificación SUCS
- Ficha de Registro del Ensayo de Peso Especifico
- Ficha de Registro del Ensayo de Corte Directo

3.3.1.1. RECOLECCIÓN DE DATOS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

La obtención de información altimétrica y planimétrica se llevó a cabo a través de un levantamiento topográfico detallado de 50 metros lineales de talud con presencia de unidades de vivienda, desde la progresiva 1+750 al 1+800 del circuito vial de la zona Héroes de Jactay, la cual está definida como la muestra de estudio

Tabla 4*Coordenadas relacionado con la localización del talud de estudio*

sistema de referencia basado en latitud y longitud			
Latitud		Longitud	Elevación
-9.924528°		-76.250600°	2067.00 msnm
Coordenadas UTM			
Zona	Banda	Este	Norte
18	L	362898.00 m E	8902674.00 m S
		Elevación	
		2067.00 msnm	

Nota. Coordenadas UTM del talud de estudio definido como la muestra de la investigación

A. *El levantamiento de puntos topográfico.* El trabajo topográfico se ejecutó utilizando como sistema de referencia las coordenadas UTM, mediante el servicio de un topógrafo por medio de una estación total LEICA TS07 – 5" R500 debidamente calibrada (ver Anexo 4); en donde se registraron 69 puntos topográficos en campo que posteriormente fueron digitalizados y modelados mediante software.

Tabla 5*Puntos topográficos del talud de estudio*

P	E (m)	N (m)	Z (msnm)
1	362896.004	8902643.43	2042.545
2	362903.504	8902640.76	2037.951
3	362899.854	8902640.68	2037.976
4	362903.374	8902648.6	2037.651
5	362899.093	8902648.73	2037.99
6	362899.372	8902652.76	2037.957
7	362890.025	8902649.03	2042.545
8	362888.968	8902661.48	2042.55
9	362888.742	8902656.07	2042.535
10	362890.689	8902643.45	2042.548
11	362891.528	8902640.41	2042.291
12	362896.336	8902640.68	2042.187
13	362895.709	8902648.8	2042.462
14	362894.776	8902656.87	2042.401
15	362893.935	8902661.68	2042.396
16	362877.495	8902686.87	2041.788
17	362879.091	8902682.01	2042.227
18	362881.572	8902677.87	2042.192
19	362889.462	8902676.66	2042.158
20	362891.935	8902666.32	2042.379
21	362891.296	8902669.83	2042.251
22	362888.73	8902678.79	2041.951
23	362887.073	8902682.99	2041.954

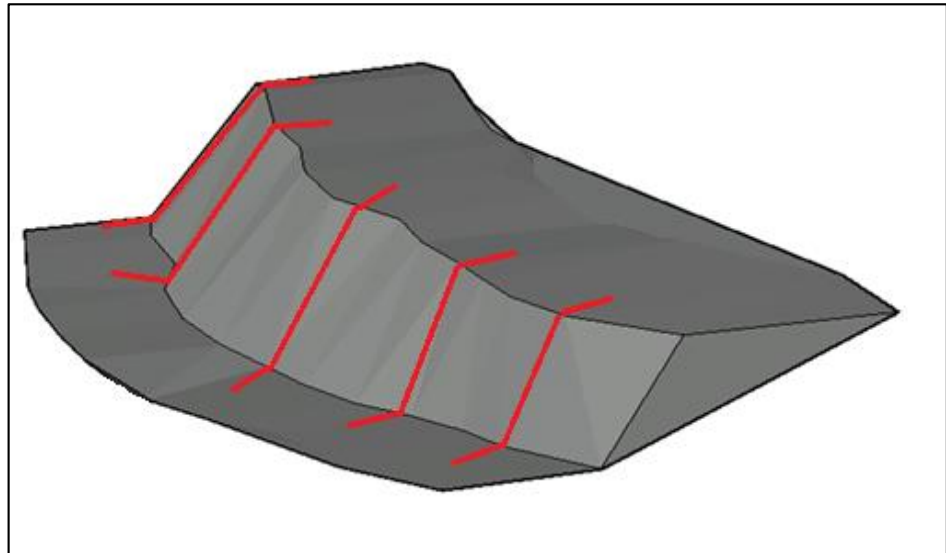
24	362883.625	8902687.92	2041.921
25	362886.5	8902688.57	2037.75
26	362889.43	8902683.22	2037.77
27	362890.596	8902680	2037.78
28	362894.085	8902684.03	2037.76
29	362895.23	8902670.24	2037.85
30	362893.695	8902674.13	2037.83
31	362896.311	8902666.56	2037.82
32	362897.686	8902662.04	2037.795
33	362898.833	8902657.3	2037.857
34	362899.855	8902643.57	2037.985
35	362903.398	8902643.27	2037.865
36	362903.039	8902652.93	2037.789
37	362902.397	8902657.63	2037.789
38	362901.606	8902662.26	2037.789
39	362900.116	8902667.01	2037.111
40	362899.581	8902670.38	2037.811
41	362897.899	8902674.39	2037.82
42	362892.057	8902676.97	2037.8
43	362896.099	8902677.35	2037.771
44	362894.955	8902680.59	2037.775
45	362890.215	8902673.84	2042.251
46	362891.084	8902689.44	2037.73
47	362883.757	8902673.38	2042.192
48	362885.893	8902669.32	2042.192
49	362887.316	8902665.46	2042.55
50	362894.925	8902652.96	2042.401
51	362889.441	8902652.89	2042.401

Nota. Registro de los puntos topográficos del levantamiento en coordenadas UTM

B. Modelamiento topográfico y secciones. El modelamiento se realizó mediante asistencia del software Civil 3D, mediante el cual se generó la topografía del talud de estudio, además de las secciones del talud en donde luego de ello, se procedió a efectuar el análisis correspondiente a la estabilidad.

Figura 32

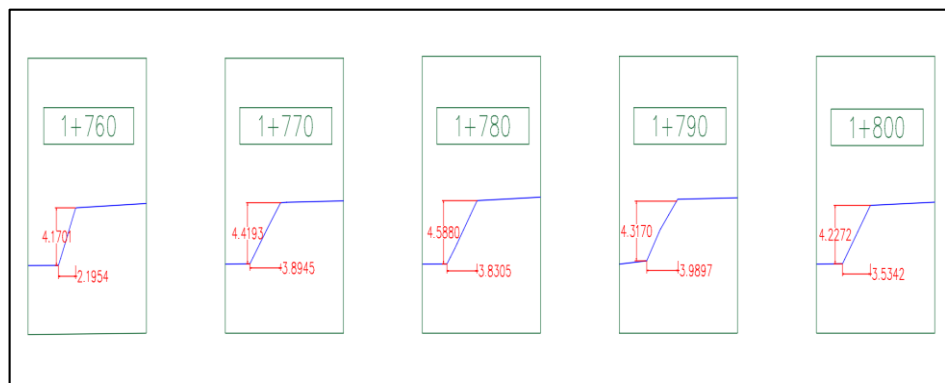
Modelamiento relativo al talud ubicado en estudio



Nota. Vista en 3D del talud de estudio modelado mediante el software Civil 3D, en donde se definen las secciones cada 10 metros lineales

Figura 33

Secciones del talud de estudio



Nota. Vista de las secciones del talud de estudio generados mediante el software Civil 3D

3.3.1.2. RECOLECCIÓN DE DATOS DEL EMS

La recolección de datos de los parámetros de la caracterización del terreno se obtuvo a través de ensayos de mecánica de suelos (EMS) considerando las siguientes etapas:

A. Exploración de muestras de suelo en campo. El proceso de obtención de muestras se desarrolló conforme a las directrices establecidas por las normas ASTM D420 y NTP 339.162, utilizando para ello la extracción de muestras de la pared del talud, de la cual

se extrajeron muestras alteradas y muestras inalteradas para los respectivos EMS.

B. Estudio de mecánica de suelos en laboratorio. El procedimiento y registro de datos de los ensayos de mecánica de suelos se realizaron según sus determinadas normas; el ensayo el análisis de distribución de tamaños de partícula se ejecutó conforme a las normas ASTM D422 y NTP 339.128, mientras que las pruebas para determinar los límites de plasticidad se efectuaron bajo los lineamientos de ASTM D4318 y NTP 339.129; la clasificación de suelos del talud según las normas ASTM D2487 – D3282 y NTP 339.134; el ensayo de peso específico de la masa de la clasificación del tipo de suelo se realizó de acuerdo con las normas ASTM D2487, D3282 y NTP 339.134, complementándose con el ensayo de corte directo basado en las especificaciones de ASTM D3080 y NTP 339.171.

Tabla 6

Datos del ensayo granulométrico

ÍTEM	DESCRIPCIÓN							DATO
	Tamiz	Masa (G) Retenida	% Retenido	Masa (G) Retenido	Masa (G) Acumulado Pasa	% Acumulado Retenido	% Acumulado Pasa	% Suelo
1	2 1/2"	0.0	0.0	0.0	2049.1	0.0	100.0	GRA VA 18.5
2	2"	0.0	0.0	0.0	2049.1	0.0	100.0	
3	1 1/2"	0.0	0.0	0.0	2049.1	0.0	100.0	
4	1"	0.0	0.0	0.0	2049.1	0.0	100.0	
5	3/4"	0.0	0.0	0.0	2049.1	0.0	100.0	
6	1/2"	80.4	3.9	80.4	1968.7	3.9	96.1	AREN A 69.4
7	3/8"	98.6	4.8	179.0	1870.1	8.7	91.3	
8	1/4"	99.1	4.8	278.1	1771.0	13.6	86.4	
9	# 4	100.5	4.9	378.6	1670.5	18.5	81.5	
10	# 8	180.9	8.8	559.5	1489.6	27.3	72.7	
11	# 10	45.7	2.2	605.2	1443.9	29.5	70.5	
12	# 20	252.4	12.3	857.6	1191.5	41.9	58.1	
13	# 30	111.6	5.4	969.2	1079.9	47.3	52.7	
14	# 40	211.6	10.3	1180.8	868.3	57.6	42.4	
15	# 60	148.4	7.2	1329.2	719.9	64.9	35.1	
16	# 80	170.2	8.3	1499.4	549.7	73.2	26.8	
17	# 100	81.5	4.0	1580.9	468.2	77.2	22.8	
18	# 200	2	10.7	1801.1	248.0	87.9	12.1	
19		248.0	12.1	2049.1	0.0	100.0	0.0	FINO S

DIÁMETROS EFECTIVOS		
20	D10	0.145
21	D30	0.422
22	D60	3.066
23	Coeficiente de uniformidad (Cu)	21.1
24	Coeficiente de curvatura (Cc)	0.4

Nota. Registro de datos obtenidos en el ensayo de granulometría de la masa de suelo del talud.

Tabla 7

Datos del ensayo del ensayo de plasticidad

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	DATOS			
		M 1	M 2	M 3	M 4
LIMITE LIQUIDO					
1	Masa de la tierra húmeda + tara (gr)	60.4	53.4	43.8	51.4
2	Masa de la tierra seca + tara (gr)	51.8	46.4	39.1	45.9
3	Masa de líquido retenido (gr)	8.6	7.0	4.7	5.5
4	Masa de tara (gr)	26.7	25.9	23.9	26.2
5	Masa de la tierra seca (gr)	25.1	20.5	15.2	19.7
6	Humedad (%)	34.263	34.146	30.921	27.919
7	Nro. De golpes	4	6	9	10
LIMITE PLÁSTICO					
8	Masa de suelo húmedo + tara (gr)	34.1	31.1	33.4	31.8
9	Masa de suelo seco + tara (gr)	33.2	30.1	32.5	30.7
10	Masa de agua contenida (gr)	0.9	1.0	0.9	1.1
11	Masa de tara (gr)	28.5	24.8	27.7	24.7
12	Masa de suelo seco (gr)	4.7	5.3	4.8	6.0
13	Humedad (%)	19.149	18.868	18.750	18.333
14	Limite liquido (%)	27.525			
15	Limite plástico (%)	18.775			
16	Índice plasticidad (%)	8.750			

Nota. Registro de datos obtenidos en el ensayo de plasticidad de la masa de suelo del talud.

Tabla 8

Datos del SUCS

ÍTEM	DESCRIPCIÓN					DATOS
	SUELO	TAMIZ	% RETENIDO	% PASA	% SUELO	
1	Grava	# 4	18.5	81.5	18.5	RETENIDO # 200 > 50 %
2	Arena	# 200	98.4	12.1	69.4	PASA # 4 > 50%
3	Fino	Cazoleta	100.0	0.0	12.1	FINOS > 12 %
PARÁMETROS						
10	Coeficiente de uniformidad (Cu)					21.1 > 6
11	Coeficiente de curvatura (Cc)					0.4 < 1
12	% Límite líquido					27.525 > 25

13	% Índice de plasticidad	8.750 > 7
14	método estándar empleado para identificar y agrupar suelos con base en sus propiedades granulométricas y	SC

Nota. Registro de datos del criterio de clasificación de suelos empleado por la entidad correspondiente, basado en el sistema unificado masa de suelo del talud, donde se determina un suelo tipo SC = Arena arcillosa; además se tiene en cuenta que las arcillas que contiene son de baja plasticidad.

Tabla 9

Datos del ensayo de peso específico

ÍTEM	DETALLE INFORMATIVO	DATOS
CÁLCULO DE LA DENSIDAD DEL SUELO		
1	Masa del suelo natural húmedo (gr)	100.0
2	Masa de fiola de 500 ml (gr)	142.5
3	Masa de la fiola de 500 ml + agua (gr)	639.0
4	Masa del agua (gr)	496.5
5	Masa de la fiola de 500 ml + agua mezclada con el	701.6
6	Masa del agua mezclado con el suelo (gr)	559.1
7	Temperatura de agua destilada (°C)	27.4
8	Densidad del agua a una temperatura determinada	0.996
9	Densidad del suelo natural (gr/cm3)	2.664
DETERMINAR LA DENSIDAD RELATIVA DEL		
10	Densidad del suelo natural (kg/m3)	2664.199
11	Gravedad en el área de investigación (m/seg2)	9.775
12	Peso específico de la muestra de suelo (kN/m3)	26.043

Nota. Registro de datos obtenidos en el ensayo peso específico de la masa de suelo del talud.

Tabla 10

Datos del ensayo de corte directo

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	DATOS		
		ENSAYO 1	ENSAYO 2	ENSAYO 3
PROPIEDADES OBSERVADAS O MEDIDAS EN LAS MUESTRAS				
1	Lado (cm)	6.00	6.00	6.00
2	Altura (cm)	2.00	2.00	2.00
3	Área (cm2)	36.00	36.00	36.00
4	Volumen (cm3)	68.40	68.40	68.40
CONSOLIDACIÓN				
5	Masa aplicada (kg)	1.00	2.00	4.00
6	Velocidad de corte requerido (mm/min)	0.371	0.455	0.560
CORTE				
7	Esfuerzo Cortante	28.719	34.279	50.322
8	Esfuerzo Normal (kPa)	33.654	65.765	130.334
9	valor angular Interna (°)		12.792	
10	Cohesión (kPa)		9.385	

3.3.1.3. RECOLECCIÓN DE DATOS DEL ANÁLISIS SIN MURO

La obtención de información se llevó a cabo a través del estudio de estabilidad utilizando el método propuesto por Bishop, Fellenius, Spencer, Janbu, y Morgenstern Price; sobre el talud en las progresivas 1+760, 1+770, 1+780, 1+790, y 1+800.

Tabla 11

Datos obtenidos del talud sin muro

ÍTEM	PROG	MÉTODO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD (FS)				
		BISHOP	FELLENIIUS	SPENCER	JANBU	MORGENSTERN PRICE
1	1+760	1.33	1.24	1.32	1.32	1.32
2	1+770	1.36	1.24	1.35	1.35	1.35
3	1+780	1.38	1.23	1.37	1.37	1.37
4	1+790	1.39	1.25	1.39	1.39	1.39
5	1+800	1.41	1.28	1.40	1.40	1.40

Nota. Registro de los valores del coeficiente de seguridad fueron calculados empleando los procedimientos de análisis de estabilidad de Bishop, Fellenius, Spencer, Janbu, Morgenstern Price; generados por el software GEO 5.

3.3.1.4. RECOLECCIÓN DE DATOS DEL DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN TIPO BANDEJA

La recolección de datos del muro tipo bandeja se realizó mediante el análisis estructural según diseño y sin realizar ningún tipo de corte al talud; en cada sección (progresiva) del talud de estudio.

Tabla 12

Datos obtenidos del muro

ÍTEM	PROG	MURO (m)		ZAPATA (m)			DENT. (m)		BANDEJA			ESTABILIDAD	
		H	A	H	P	T	H	A	E	H	L	FSd	FSv
1	1+760	4.17	0.30	0.40	1.00	1.50	0.30	0.30	1.94	0.30	1.00	1.56	2.30
2	1+770	4.42	0.30	0.40	1.00	1.60	0.30	0.30	2.06	0.30	1.00	1.56	2.25
3	1+780	4.60	0.30	0.40	1.00	1.60	0.30	0.30	2.15	0.30	1.00	1.57	2.11
4	1+790	4.46	0.30	0.40	1.00	1.70	0.30	0.30	2.08	0.30	1.00	1.56	2.87
5	1+800	4.23	0.30	0.40	1.00	1.50	0.30	0.30	1.97	0.30	1.00	1.50	2.29

Nota. Registro de los parámetros del muro de contención tipo bandeja obtenidos mediante calculo estructural generados por el software GEO 5.

3.3.1.5. RECOLECCIÓN DE DATOS DEL ANÁLISIS CON MURO

La recolección la recopilación de información se basó en la ejecución del análisis de estabilidad según los métodos de Bishop, Fellenius, Spencer, Janbu, y Morgenstern Price; sobre el talud en las progresivas 1+760, 1+770, 1+780, 1+790, y 1+800.

Tabla 13

Datos obtenidos del talud con muro

ÍTEM	PROG	MÉTODO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD (FS)				
		BISHOP	FELLENIOUS	SPENCER	JANBU	MORGENSTERN PRICE
1	1+760	1.89	1.85	1.89	1.89	1.89
2	1+770	1.83	1.79	1.83	1.83	1.83
3	1+780	1.80	1.77	1.80	1.80	1.80
4	1+790	1.82	1.78	1.82	1.82	1.82
5	1+800	1.86	1.83	1.86	1.86	1.86

Nota. Registro de los factores de seguridad obtenidos mediante los métodos de análisis de estabilidad de Bishop, Fellenius, Spencer, Janbu, Morgenstern Price; generados por el software GEO 5.

3.3.2. PARA LA PRESENTACIÓN DE DATOS

Sampieri et al (2014) se sostiene que la presentación de la información debe realizarse de forma ordenada y comprensible, permitiendo que los datos sean interpretados con claridad y eficiencia.

Los datos obtenidos se presentan mediante los formatos e informes representativos: Formatos de registro de los estudios EMS (ver Anexo 5), Informe relativo a los resultados obtenidos en la evaluación de la estabilidad del talud sin muro (ver Anexo 6), Informe del diseño del muro de contención tipo bandeja (ver Anexo 7), e Informe derivado del estudio técnico sobre la estabilidad del terreno inclinado con muro (ver Anexo 8)

3.3.3. PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS

Hernández et al (2014) indican que el análisis de los datos debe de ser representativo con la realidad de la investigación, las cuales siempre se interpretarán según su contexto.

El análisis e interpretación de datos se realizó en tres etapas; con la asistencia del software GEO 5, el cual procesa y analiza datos mediante diversos métodos de análisis de estabilidad, entre ellos los métodos de Bishop, Fellenius, Spencer, Janbu, y Morgenstern Price.

- Etapa 1: evaluación de la condición de estabilidad del talud en ausencia de estructuras de contención. El análisis e interpretación se realizó según las 05 secciones del talud en las progresivas 1+760, 1+770, 1+780, 1+790, y 1+800. En donde se procesó 05 Fs por cada sección, siendo un total de 25 Fs, los cuales fueron contrastados con los 25 Fs de Análisis de estabilidad del talud con muro.
- Etapa 2: Diseño de muro de contención tipo bandeja. El análisis e interpretación se realizó según las 05 secciones del talud en las progresivas 1+760, 1+770, 1+780, 1+790, y 1+800. En donde se procesó 02 Fs por cada sección, siendo un total de 10 Fs, los solamente sirven para verificar independientemente la estabilidad del muro propuesto, el cual no se realiza ningún tipo de contrastación.
- Etapa 3: Análisis de estabilidad del talud con muro. El análisis e interpretación se realizó según las 05 secciones del talud en las progresivas 1+760, 1+770, 1+780, 1+790, y 1+800. En donde se procesó 05 Fs por cada sección, siendo un total de 25 Fs, los cuales fueron contrastados con los 25 Fs de Análisis de estabilidad del talud sin muro

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1. PROCESAMIENTO DE DATOS

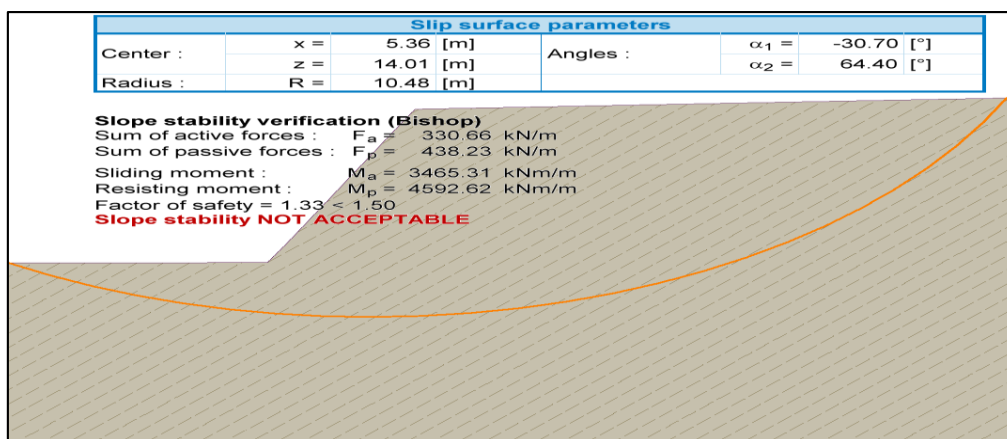
4.1.1. PROCESAMIENTO DE LOS FS DEL TALUD SIN MURO

Se realizó procesamiento de datos obtenidos según las secciones del talud sin muro en las progresivas 1+760, 1+770, 1+780, 1+790, y 1+800.

A. Sección del talud sin muro en la progresiva 1+760.

Figura 34

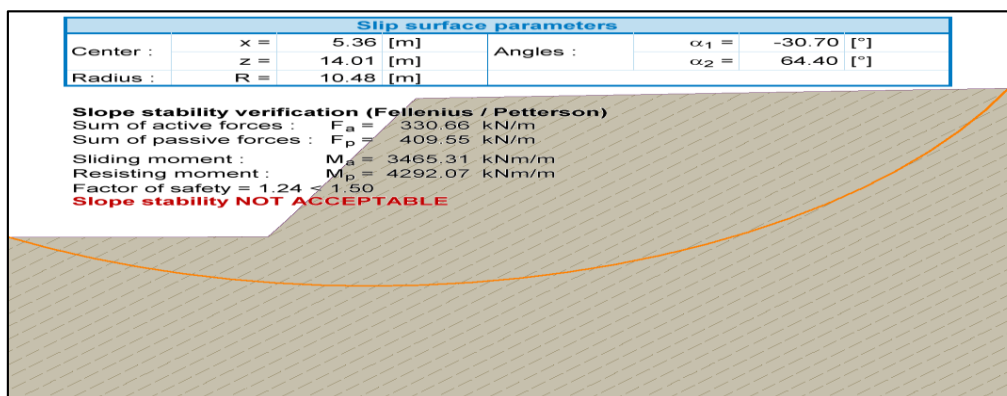
Análisis de Bishop en el talud sin muro 1+760



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis de estabilidad de Bishop generado por el software GEO 5.

Figura 35

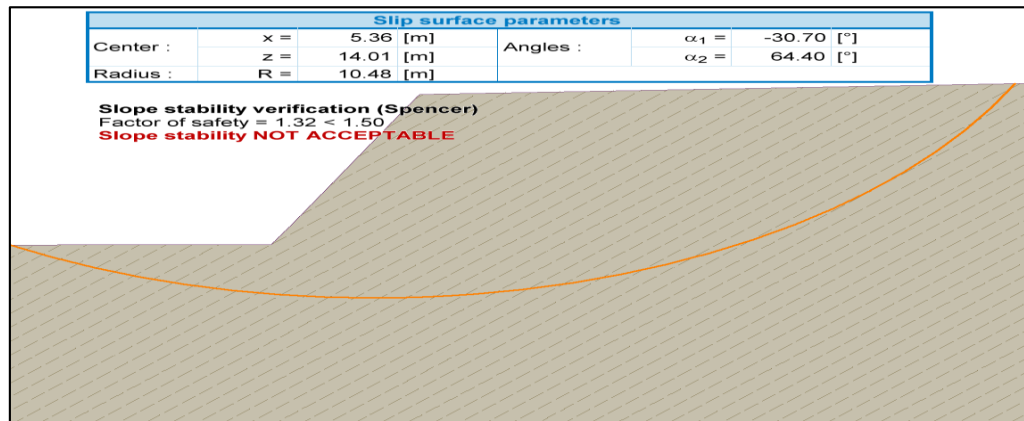
Análisis de Fellenius en el talud sin muro 1+760



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis de estabilidad de Fellenius generado por el software GEO 5.

Figura 36

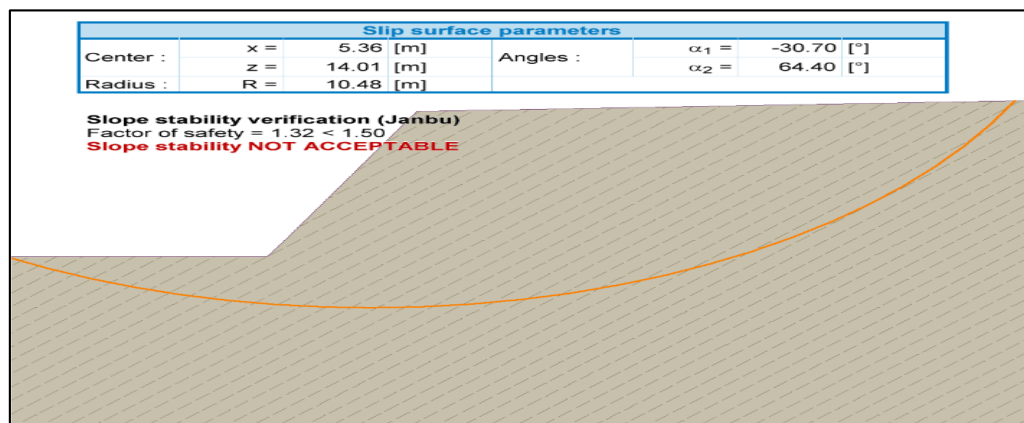
Análisis de Spencer en el talud sin muro 1+760



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis de estabilidad de Spencer generado por el software GEO 5.

Figura 37

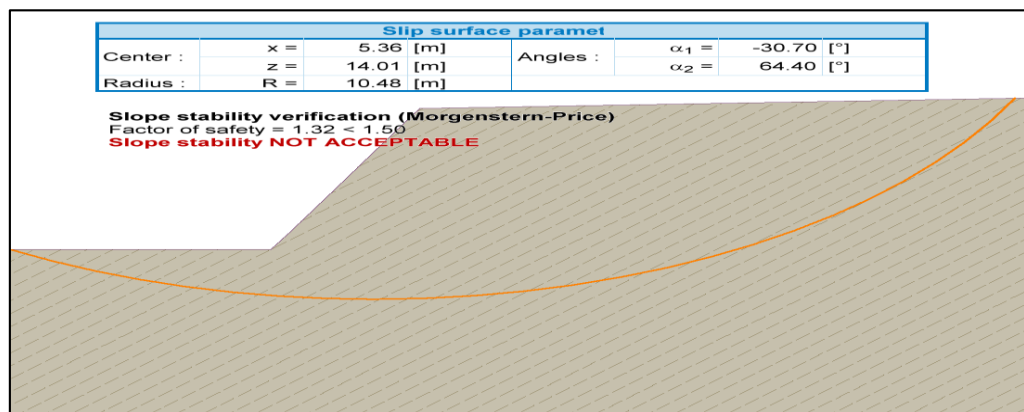
Análisis de Janbu en el talud sin muro 1+760



Nota. Parámetros obtenidos mediante el procedimiento utilizado para evaluar la estabilidad de Janbu generado por el software GEO 5.

Figura 38

Análisis de Morgenstern Price en el talud sin muro 1+760

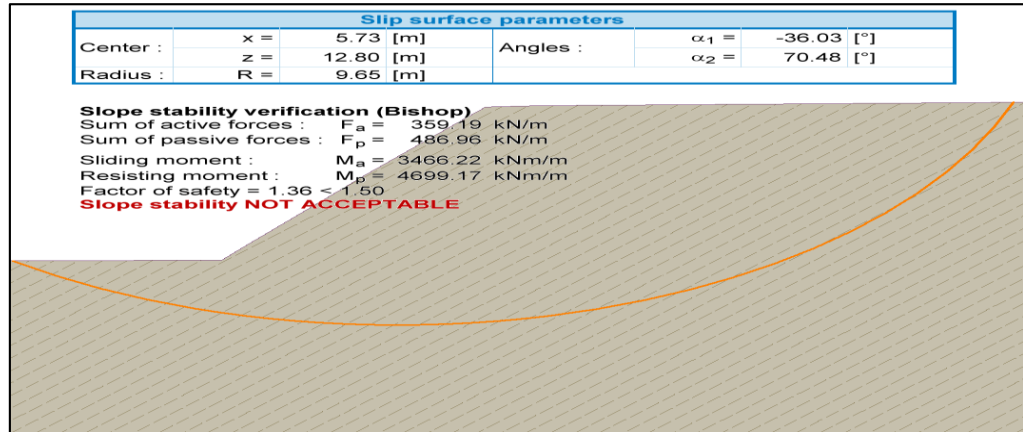


Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis de estabilidad de Morgenstern Price generado por el software GEO 5.

B. Sección del talud sin muro en la progresiva 1+770.

Figura 39

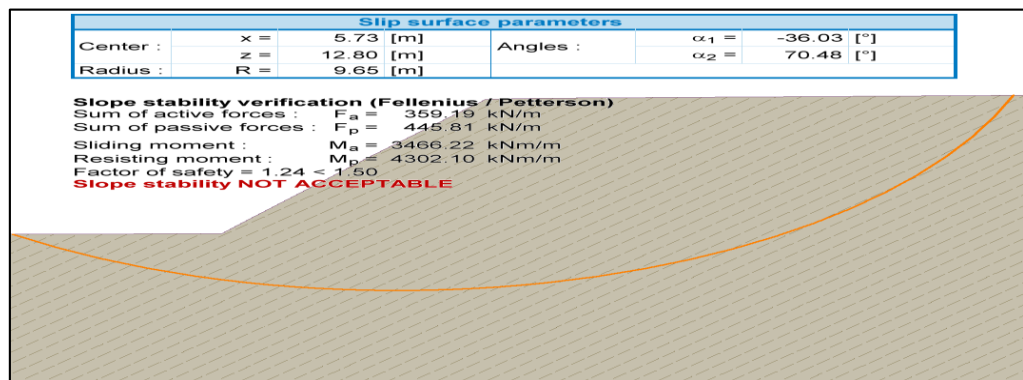
Análisis de Bishop en el talud sin muro 1+770



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de evaluación del equilibrio de Bishop generado por el software GEO 5.

Figura 40

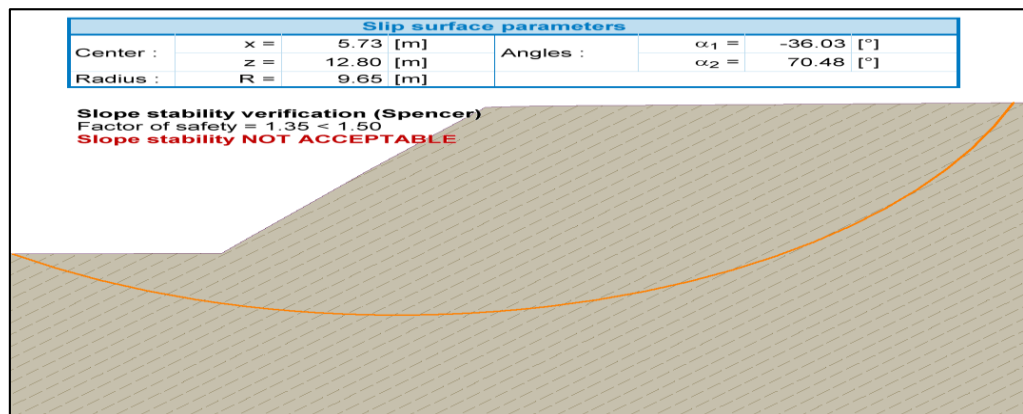
Análisis de Fellenius en el talud sin muro 1+770



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método relativo al estudio de estabilidad de Fellenius generado por el software GEO 5.

Figura 41

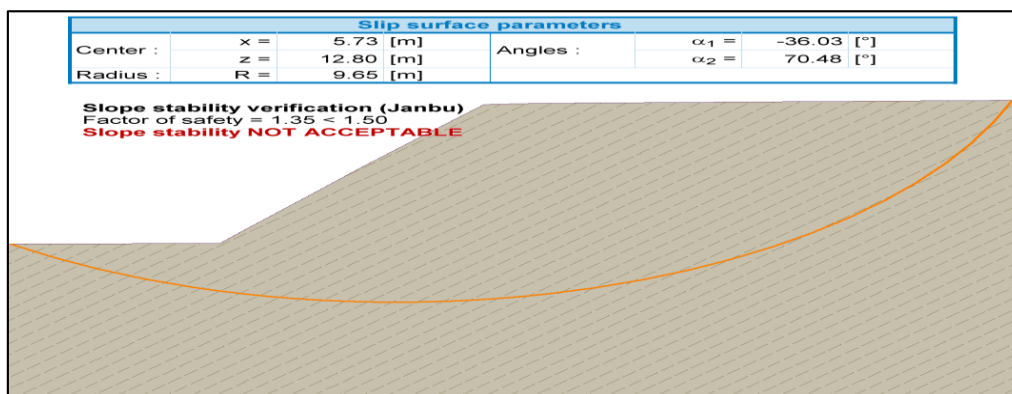
Análisis de Spencer en el talud sin muro 1+770



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis de estabilidad de Spencer generado por el software GEO 5.

Figura 42

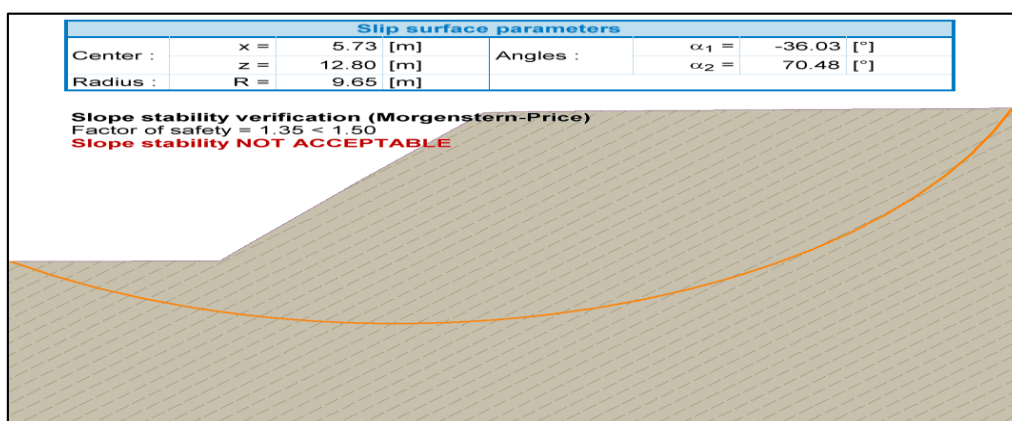
Análisis de Janbu en el talud sin muro 1+770



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método asociado a la verificación de la condición de estabilidad de Janbu generado por el software GEO 5.

Figura 43

Análisis de Morgenstern Price en el talud sin muro 1+770

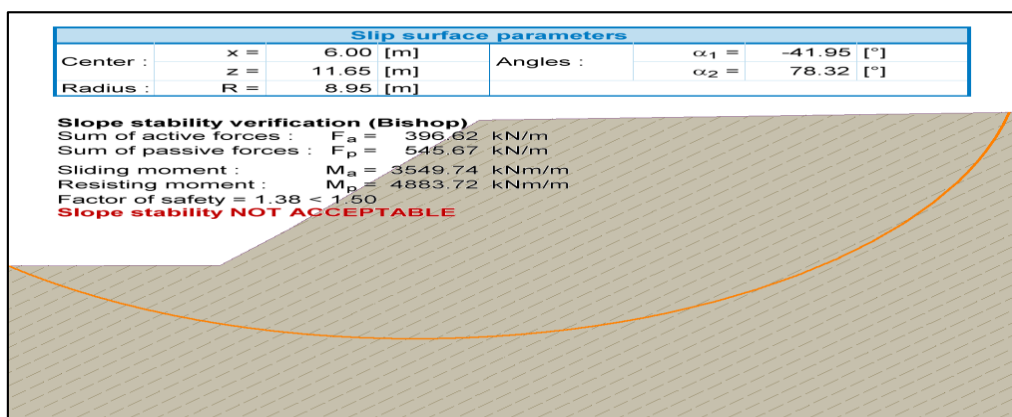


Nota. Parámetros obtenidos mediante la técnica de evaluación de estabilidad propuesta por Morgenstern y Price generado por el software GEO 5.

C. Sección del talud sin muro en la progresiva 1+780.

Figura 44

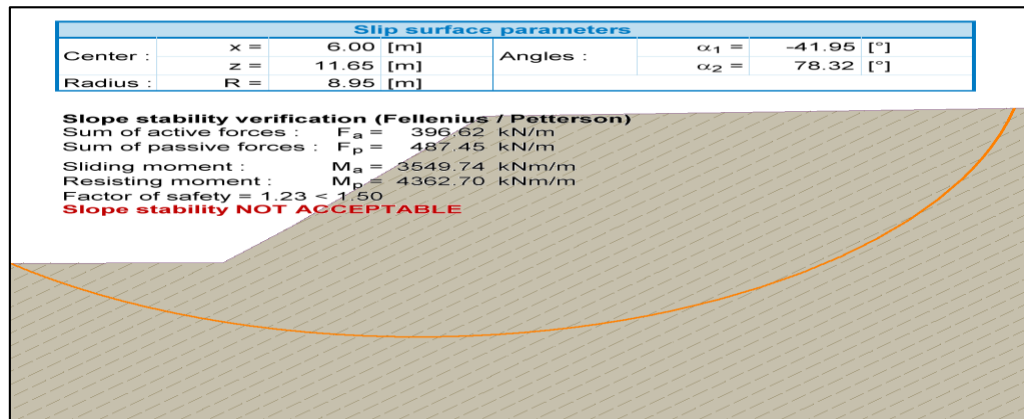
Análisis de Bishop en el talud sin muro 1+780



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis de estabilidad de Bishop generado por el software GEO 5.

Figura 45

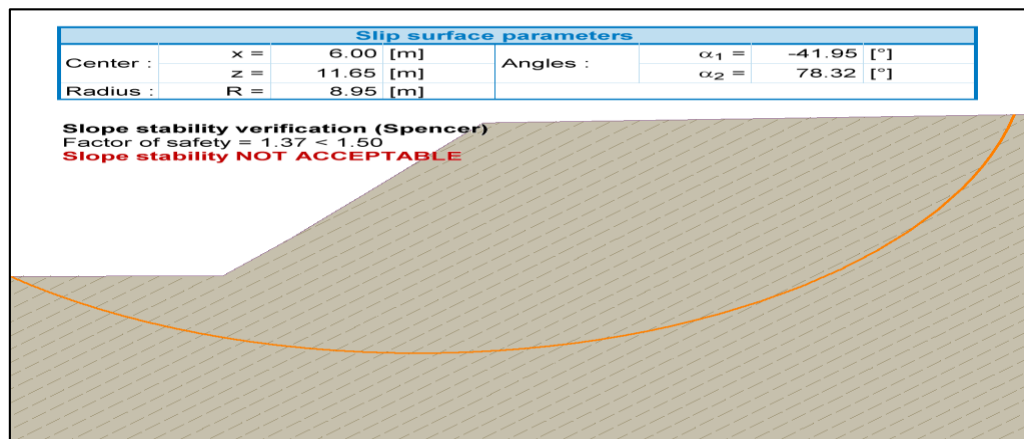
Análisis de Fellenius en el talud sin muro 1+780



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis relacionado con la resistencia al deslizamiento de Fellenius generado por la herramienta computacional utilizando GEO 5.

Figura 46

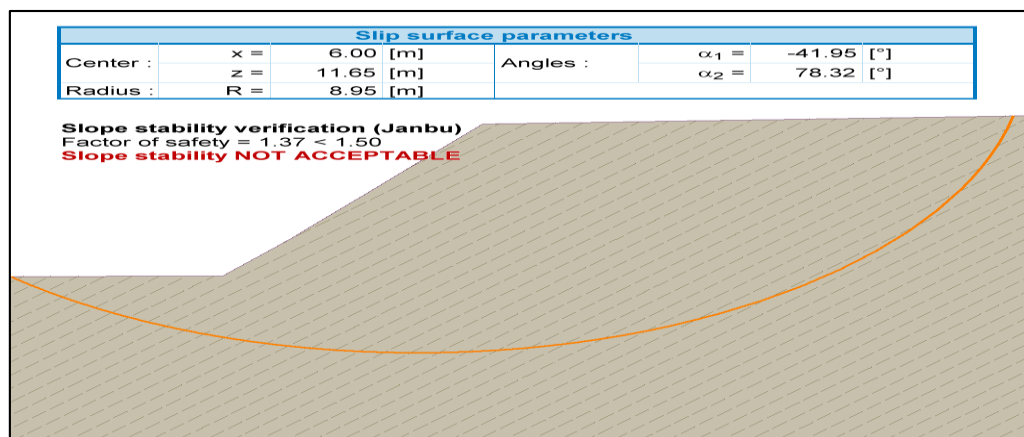
Análisis de Spencer en el talud sin muro 1+780



Nota. Parámetros obtenidos mediante la metodología desarrollada por Spencer para examinar el equilibrio de taludes por el software GEO 5.

Figura 47

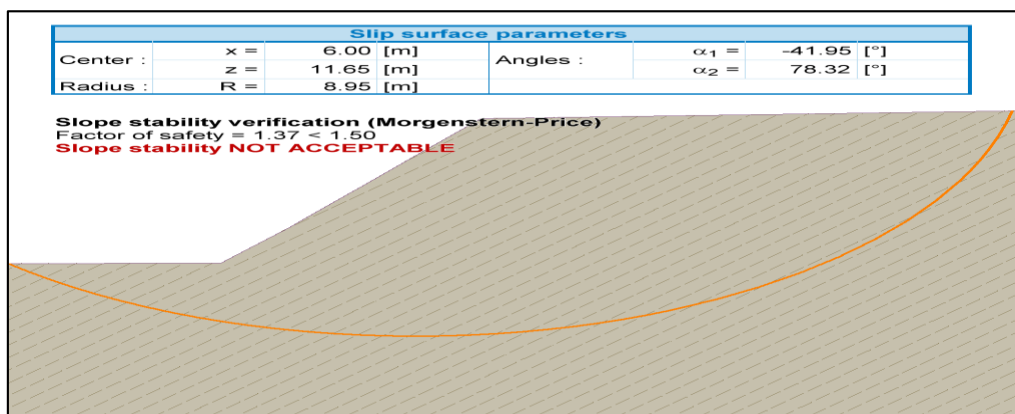
Análisis de Janbu en el talud sin muro 1+780



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis de estabilidad de Janbu generado por el software GEO 5.

Figura 48

Análisis de Morgenstern Price en el talud sin muro 1+780

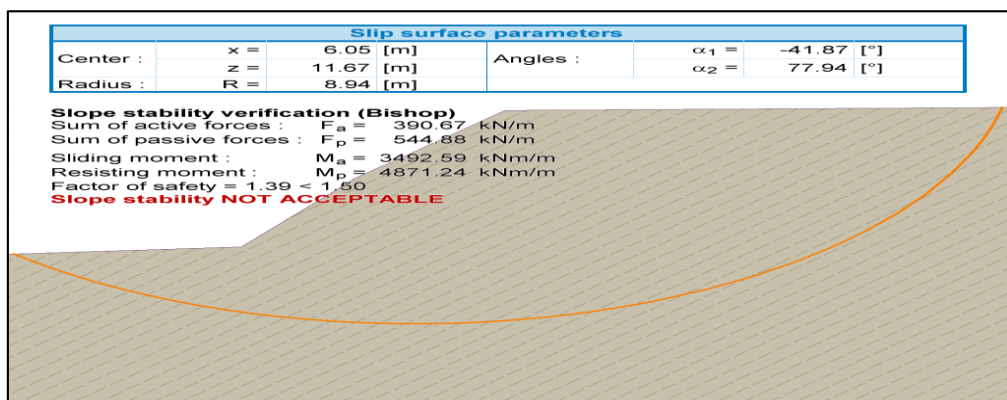


Nota. Parámetros obtenidos mediante el procedimiento formulado por Morgenstern y Price para el estudio del comportamiento de masas inestables generado por el software GEO 5.

D. Sección del talud sin muro en la progresiva 1+790.

Figura 49

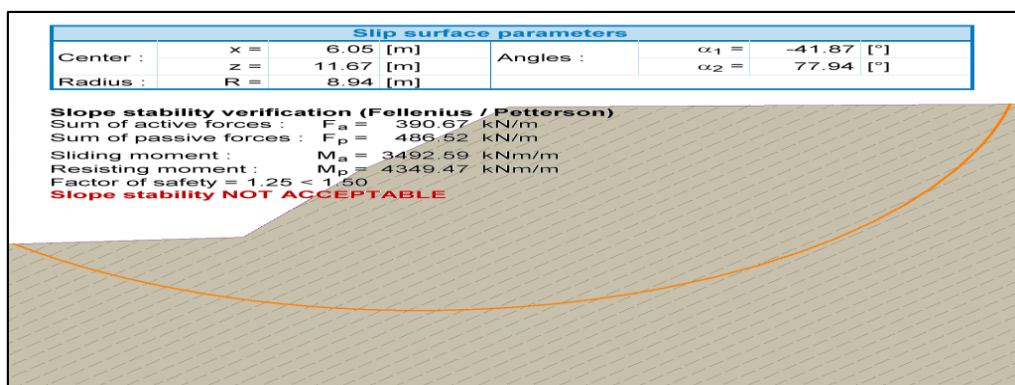
Análisis de Bishop en el talud sin muro 1+790



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método correspondiente al análisis técnico de la estabilidad de Bishop generado por el software GEO 5.

Figura 50

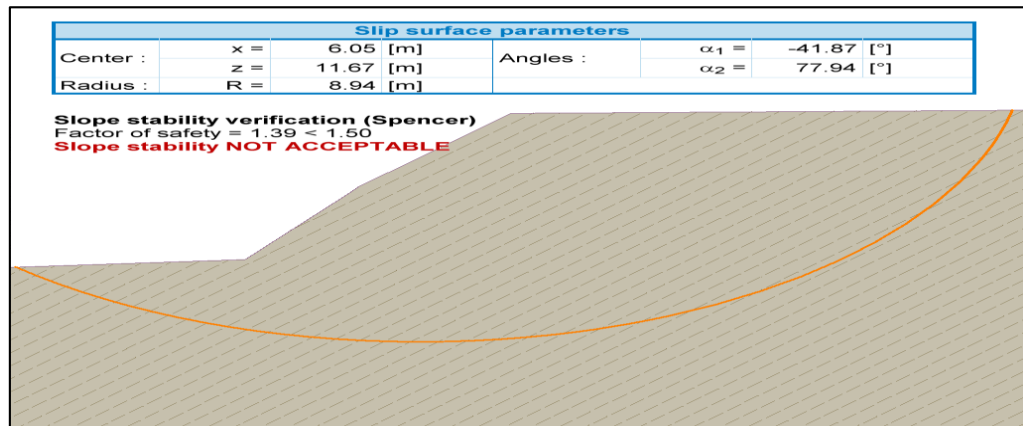
Análisis de Fellenius en el talud sin muro 1+790



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis de estabilidad de Fellenius generado por el software GEO 5.

Figura 51

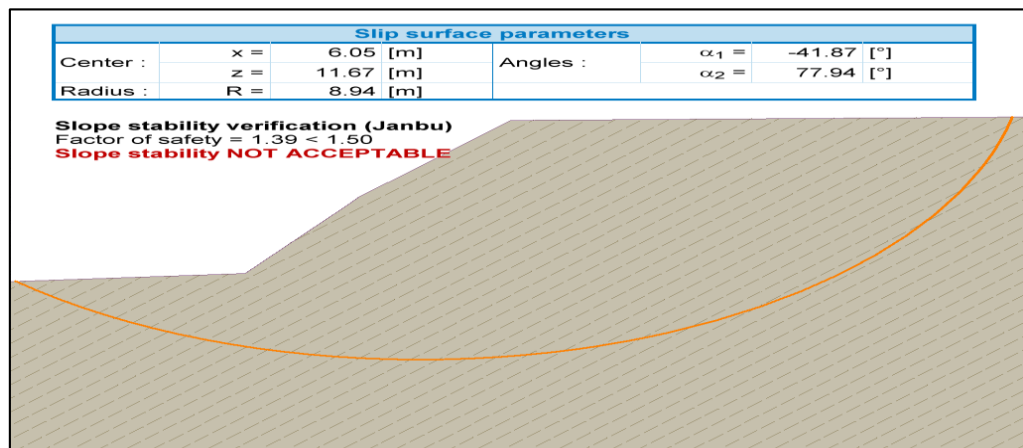
Análisis de Spencer en el talud sin muro 1+790



Nota. Parámetros obtenidos utilizando la técnica de evaluación de estabilidad desarrollada por Spencer generado por el software GEO 5.

Figura 52

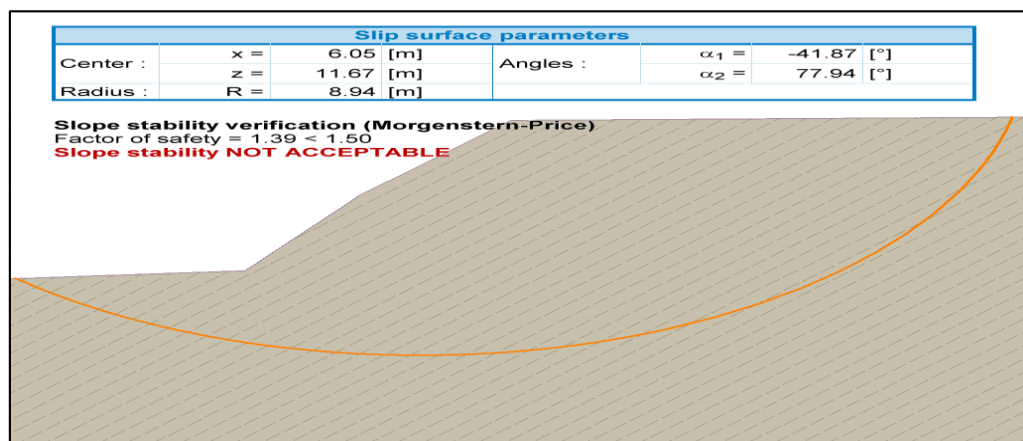
Análisis de Janbu en el talud sin muro 1+790



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de evaluación técnica de la condición de estabilidad de Janbu generado por el software GEO 5.

Figura 53

Análisis de Morgenstern Price en el talud sin muro 1+790

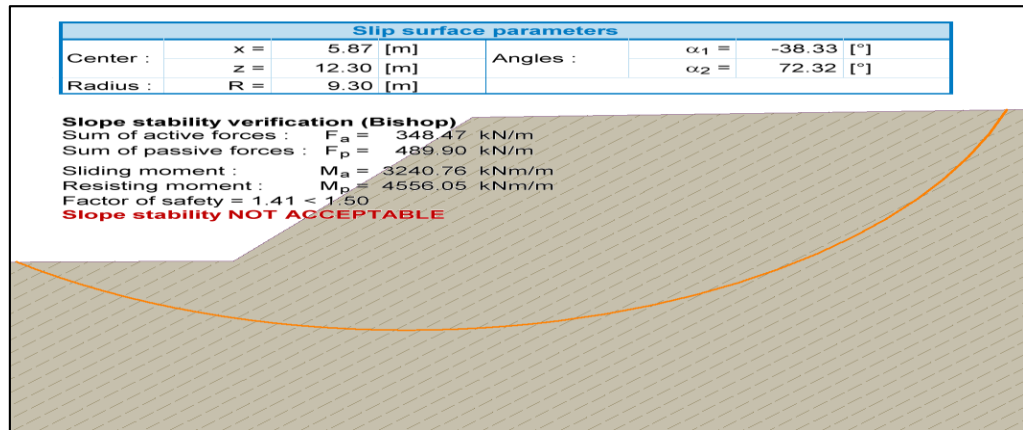


Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis de estabilidad de Morgenstern Price generado

E. Sección del talud sin muro en la progresiva 1+800.

Figura 54

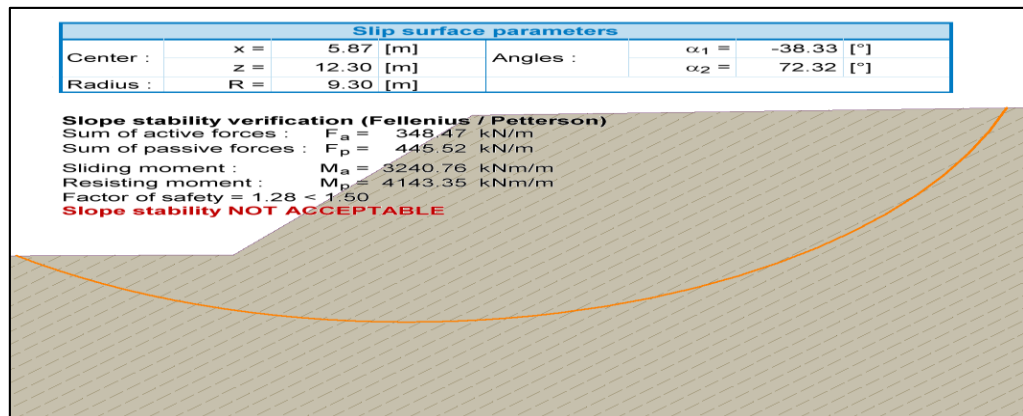
Análisis de Bishop en el talud sin muro 1+800



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de verificación del equilibrio estructural de Bishop generado por el software GEO 5.

Figura 55

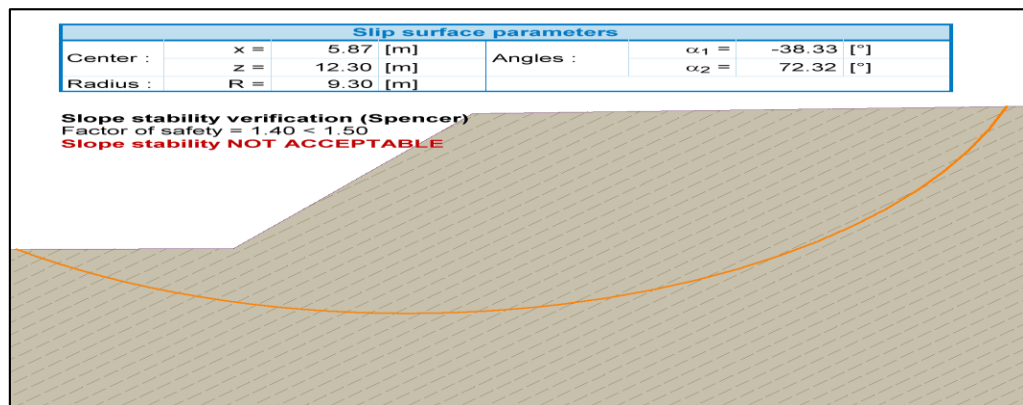
Análisis de Fellenius en el talud sin muro 1+800



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de revisión del comportamiento frente a inestabilidad de Fellenius generado por el software GEO 5.

Figura 56

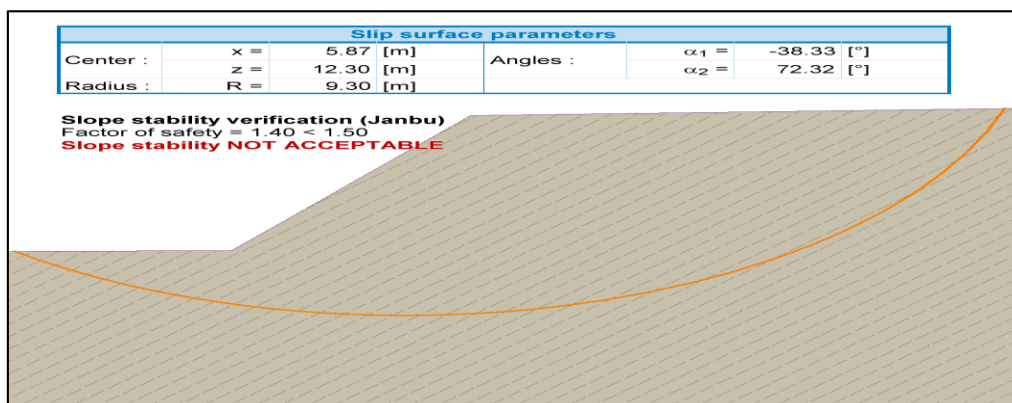
Análisis de Spencer en el talud sin muro 1+800



Nota. Parámetros obtenidos mediante el procedimiento propuesto por Spencer que fue aplicado en la evaluación de estabilidad por el software GEO 5.

Figura 57

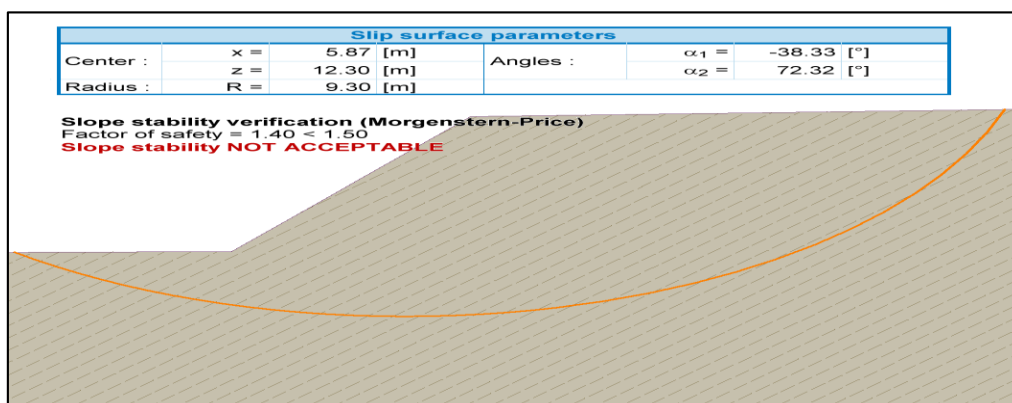
Análisis de Janbu en el talud sin muro 1+800



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método correspondiente a la metodología para el estudio del equilibrio de Janbu generado por el software GEO 5.

Figura 58

Análisis de Morgenstern Price en el talud sin muro 1+800



Nota. Parámetros obtenidos mediante el modelo de evaluación estructural basado en la propuesta de Morgenstern y Price generado por el software GEO 5.

➤ Factores de Seguridad del talud sin muro

Tabla 14

Factores de seguridad del talud sin muro

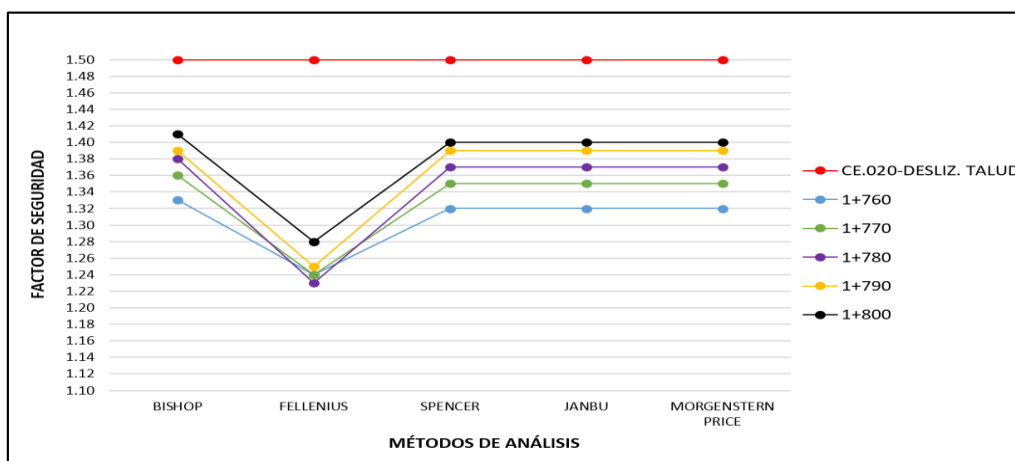
ÍTEM	PROG	Fs	Fs Mínimo	Fs Máximo
1	1+760	1.33; 1.24; 1.32; 1.32; 1.32	1.24	1.32
2	1+770	1.36; 1.24; 1.35; 1.35; 1.35	1.24	1.36
3	1+780	1.38; 1.23; 1.37; 1.37; 1.37	1.23	1.38
4	1+790	1.39; 1.25; 1.39; 1.39; 1.39	1.25	1.39
5	1+800	1.41; 1.28; 1.40; 1.40; 1.40	1.28	1.41

Nota. Se muestran los Fs obtenidos mediante las metodologías de análisis desarrolladas por Bishop Fellenius, Spencer, Janbu, Morgenstern Price; están agrupados según las secciones de cada progresiva del talud, de las cuales se muestran los Fs mínimos y máximos que a su vez no cumple con el mínimo estipulado en la norma del RNE CE.020 Suelos y Taludes, el cual establece de un mínimo del $F_s = 1.50$ para determina que el talud sea estable. Finalmente se concluye que el talud es

completamente inestable lo cual necesariamente requiere procesos técnicos para su estabilización.

Figura 59

Factores de seguridad del talud sin muro



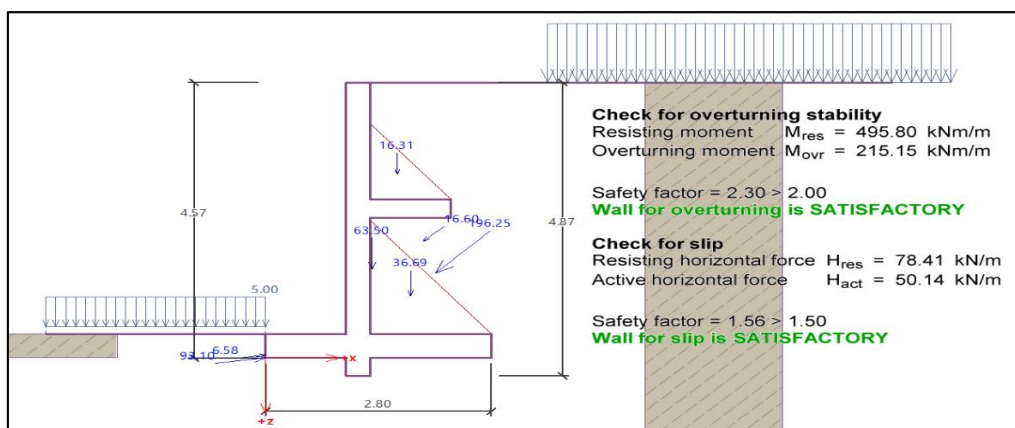
Nota. Se muestran en el gráfico de líneas los Fs obtenidos a través de las técnicas de evaluación estructural formuladas por Bishop, Fellenius, Spencer, Janbu, Morgenstern Price; en donde se observan dichos factores alcanzados en cada progresiva del talud según los métodos de análisis realizados; de igual forma los valores de los Fs se encuentran por debajo del umbral establecido del mínimo establecido por la norma del RNE CE.020 Suelos y Taludes, el cual determina un mínimo del $F_s = 1.50$ para determina que el talud se encuentre estable. Finalmente se concluye que el talud está inestable propenso a deslizamientos.

4.1.2. PROCESAMIENTO DE LOS FS DEL MURO PROPUESTO

Se realizó procesamiento de datos obtenidos según las secciones del muro propuesto en las progresivas 1+760, 1+770, 1+780, 1+790, y 1+800.

Figura 60

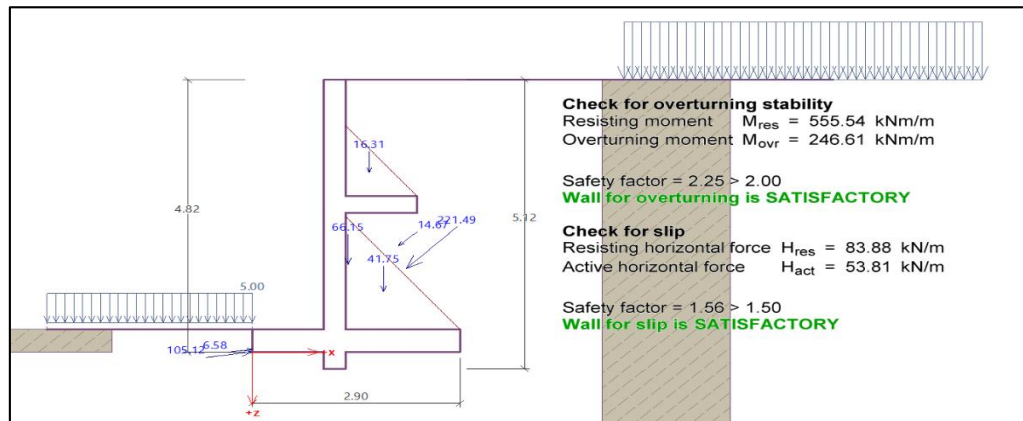
Análisis del muro tipo bandeja para el talud 1+760



Nota. Parámetros obtenidos mediante la evaluación de la condición de equilibrio del muro generado por el software GEO 5.

Figura 61

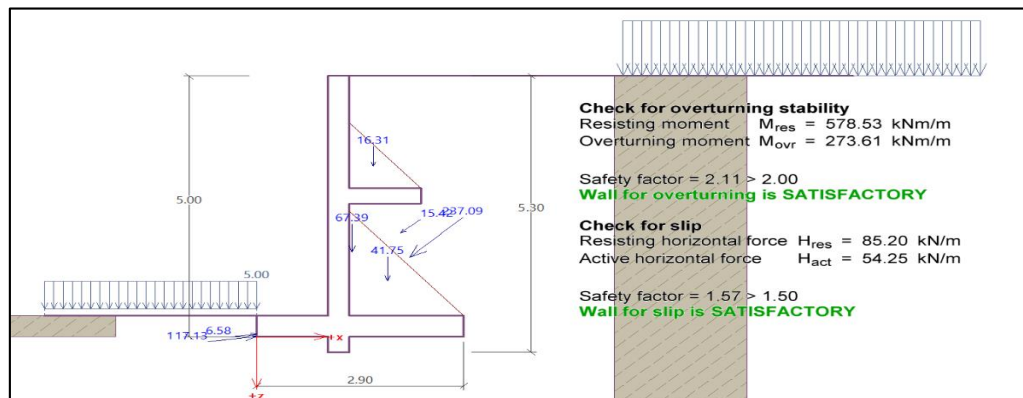
Análisis del muro tipo bandeja para el talud 1+770



Nota. Parámetros obtenidos mediante la verificación estructural de la estabilidad del muro generado por el software GEO 5.

Figura 62

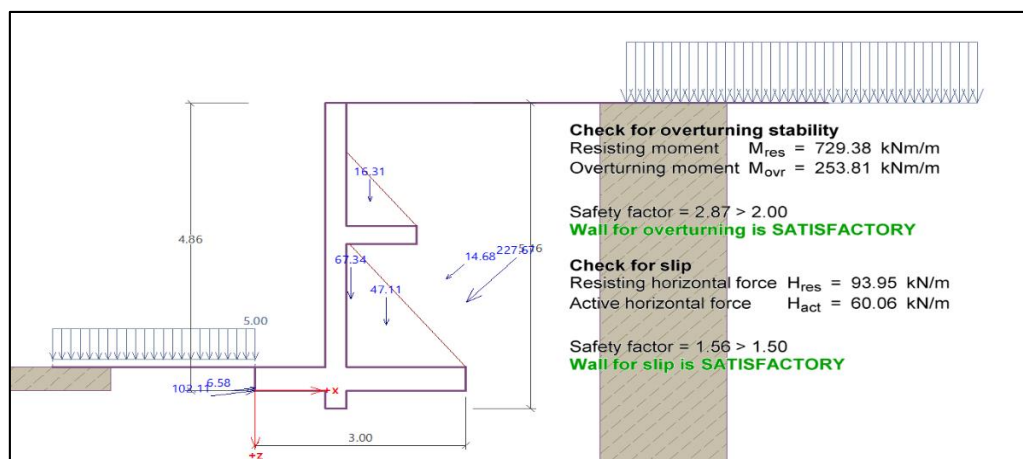
Análisis del muro tipo bandeja para el talud 1+780



Nota. Parámetros obtenidos mediante el estudio del comportamiento frente a posibles fallas por inestabilidad del muro generado por el software GEO 5.

Figura 63

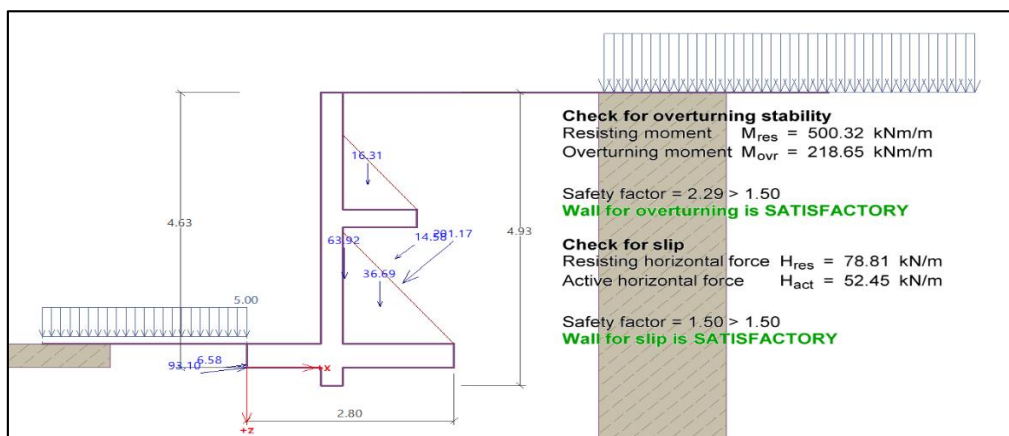
Análisis del muro tipo bandeja para el talud 1+790



Nota. Parámetros obtenidos mediante el análisis de estabilidad del muro generado por el software GEO 5.

Figura 64

Análisis del muro tipo bandeja para el talud 1+800



Nota. Parámetros obtenidos mediante la revisión técnica del equilibrio correspondiente al muro generado por el software GEO 5.

➤ Factores de seguridad del muro propuesto

Tabla 15

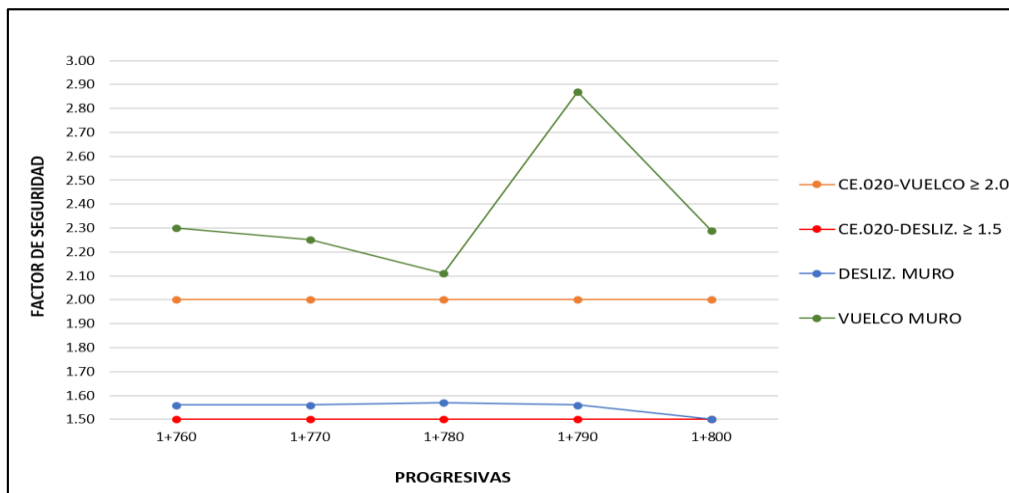
Factores de seguridad del muro

ÍTEM	PROG	Fsd	Fsd Mín	Fsd Máx	Fdv	Fsv Mín	Fsv Máx
1	1+760	1.56			2.30		
2	1+770	1.56			2.25		
3	1+780	1.57	1.50	1.57	2.11	2.11	2.87
4	1+790	1.56			2.87		
5	1+800	1.50			2.29		

Nota. Los Fs obtenidos mediante el método del fator de seguridad global (FSG) para el diseño de muro tipo bandeja, se muestran según las secciones de cada progresiva del talud, las cuales muestra Fs mínimos y máximos que a su vez cumple con el mínimo estipulado en la norma del RNE CE.020 Suelos y Taludes el cual establece un mínimo del $Fsd = 1.50$ y un mínimo del $Fsv = 2.00$ para determinar que el muro es estable. Finalmente se concluye que el muro es completamente estable si respeta las condiciones de diseño.

Figura 65

Factores de seguridad del muro



Nota. Se muestran en el gráfico de líneas los Fsd y Fsv obtenidos mediante el método del FSG; en donde se observan dichos factores alcanzados en cada progresiva del talud según el análisis realizado; de igual forma los valores de los Fsd y Fsv están por encima de los mínimos establecido por la norma del RNE CE.020 Suelos y Taludes, los cuales determinan un mínimo del Fsd = 1.50 y Fsv = 2.00, para afirmar que el diseño del muro se encuentra estable. Finalmente se concluye que el muro tipo bandeja está completamente estabilizado si se cumple con las condiciones de diseño.

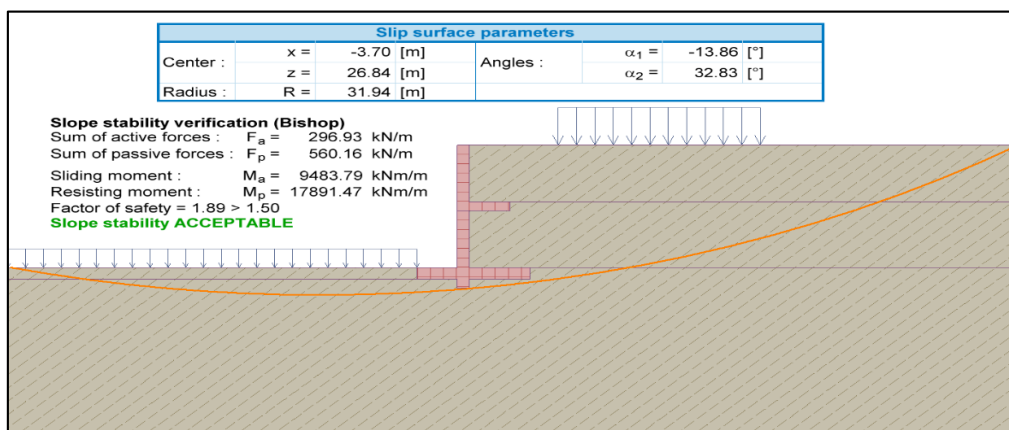
4.1.3. PROCESAMIENTO DE LOS FS DEL TALUD CON MURO

Se realizó procesamiento de datos obtenidos según las secciones del talud con muro en las progresivas 1+760, 1+770, 1+780, 1+790, y 1+800

A. Sección del talud con muro en la progresiva 1+760.

Figura 66

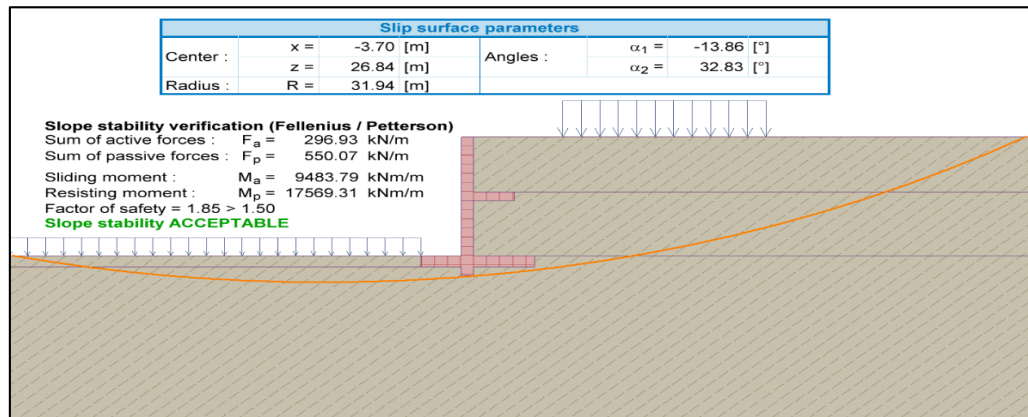
Análisis de Bishop en el talud con muro 1+760



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis de estabilidad de Bishop generado por el software GEO 5.

Figura 67

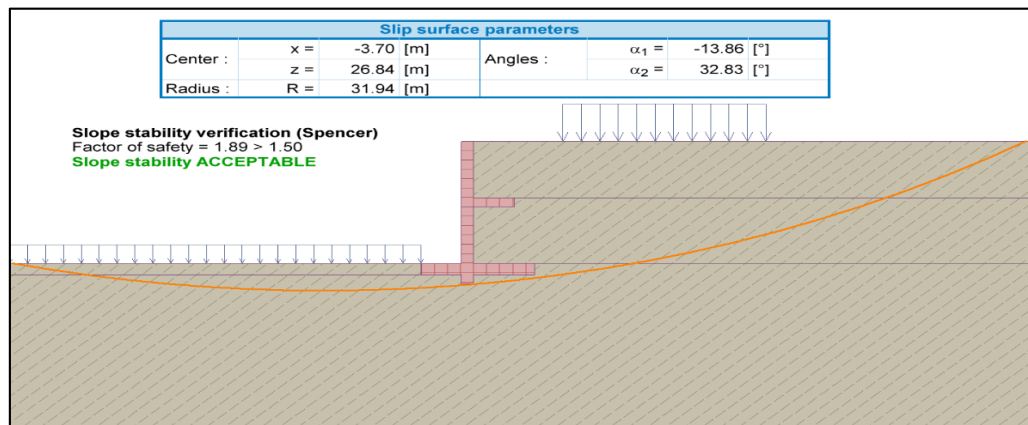
Análisis de Fellenius en el talud con muro 1+760



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de estudio orientado a determinar la resistencia al deslizamiento de Fellenius generado por el software GEO 5.

Figura 68

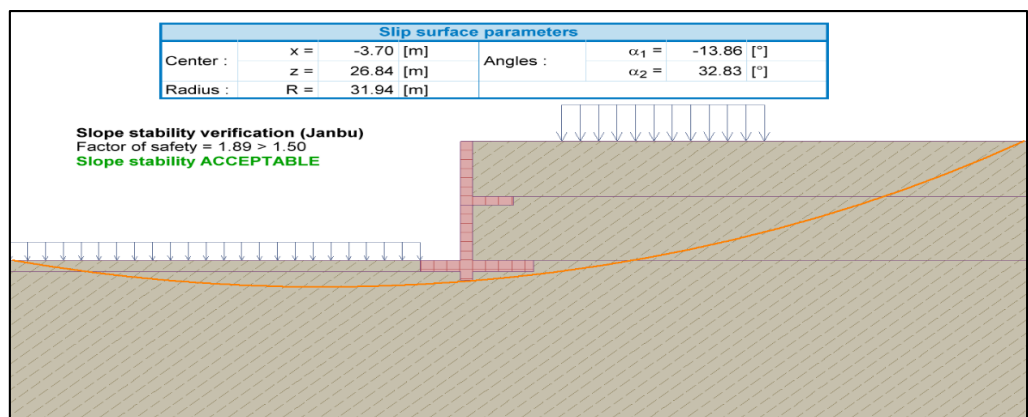
Análisis de Spencer en el talud con muro 1+760



Nota. Parámetros obtenidos mediante la técnica desarrollada por Spencer aplicada en la determinación de la estabilidad generado por el software GEO 5.

Figura 69

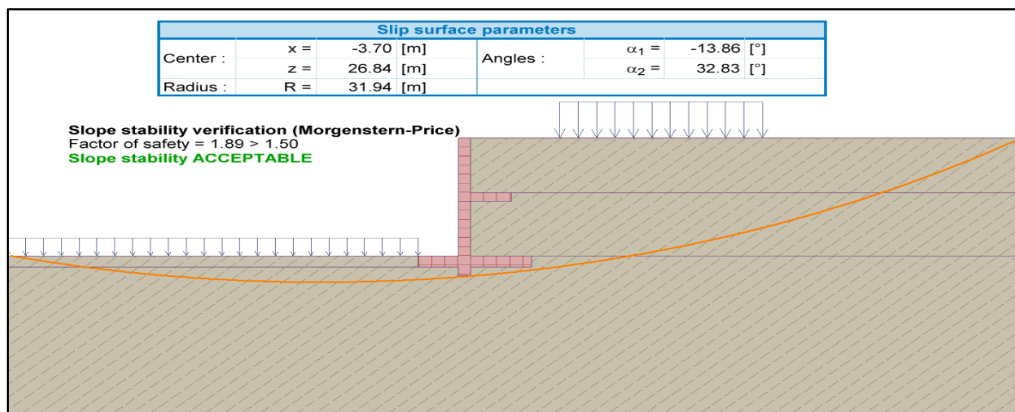
Análisis de Janbu en el talud con muro 1+760



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis de estabilidad de Janbu generado por el software GEO 5.

Figura 70

Análisis de Morgenstern Price en el talud con muro 1+760

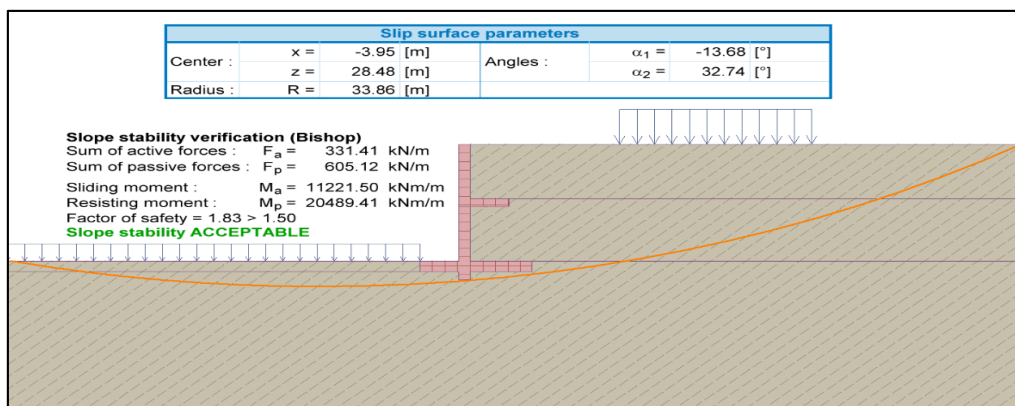


Nota. Parámetros obtenidos mediante el la estrategia analítica basada en la formulación de Morgenstern y Price generado por el software GEO 5.

B. Sección del talud con muro en la progresiva 1+770.

Figura 71

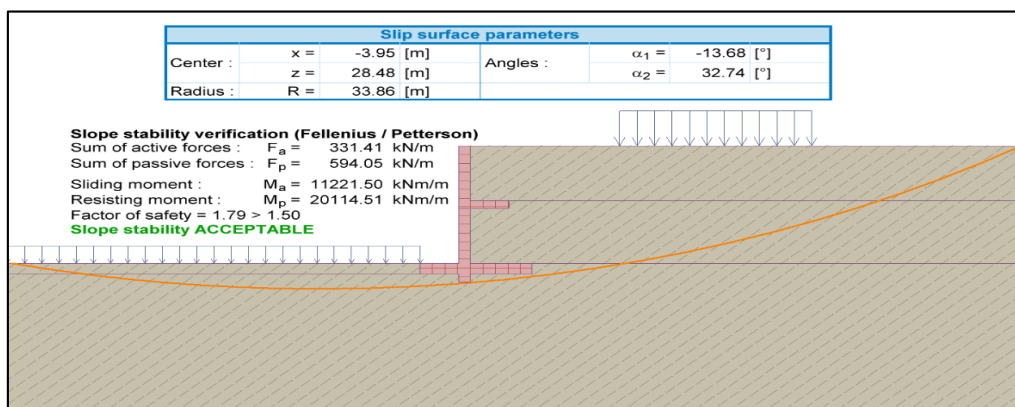
Análisis de Bishop en el talud con muro 1+770



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de evaluación de la seguridad estructural de Bishop generado por el software GEO 5.

Figura 72

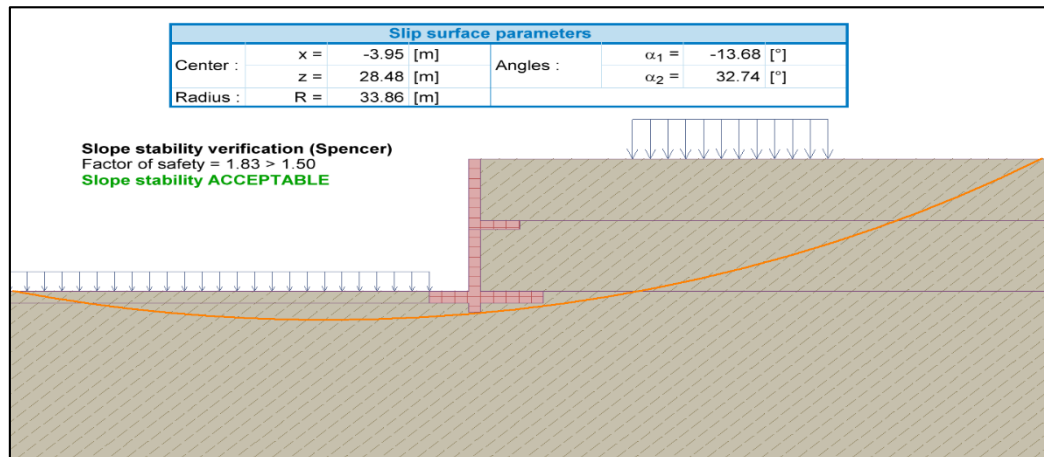
Análisis de Fellenius en el talud con muro 1+770



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis de estabilidad de Fellenius generado por el software GEO 5.

Figura 73

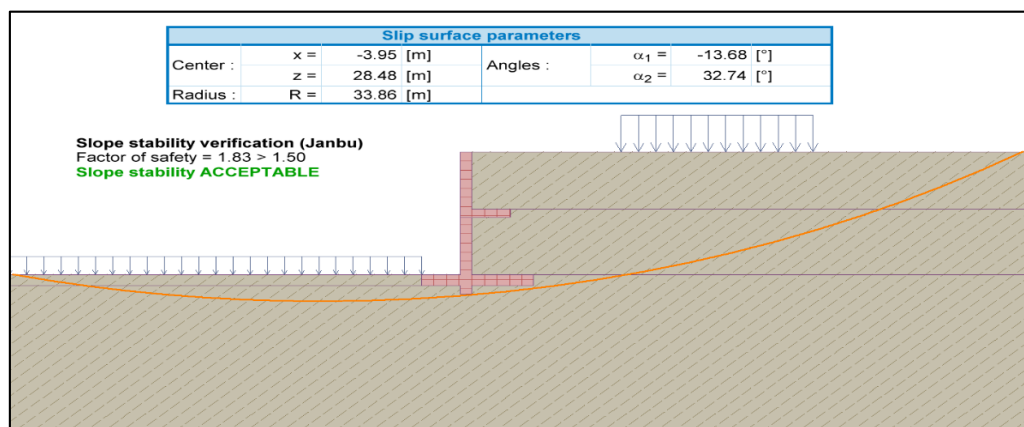
Análisis de Spencer en el talud con muro 1+770



Nota. Parámetros obtenidos mediante la metodología empleada para determinar el estado de equilibrio de Spencer generado por el software GEO 5.

Figura 74

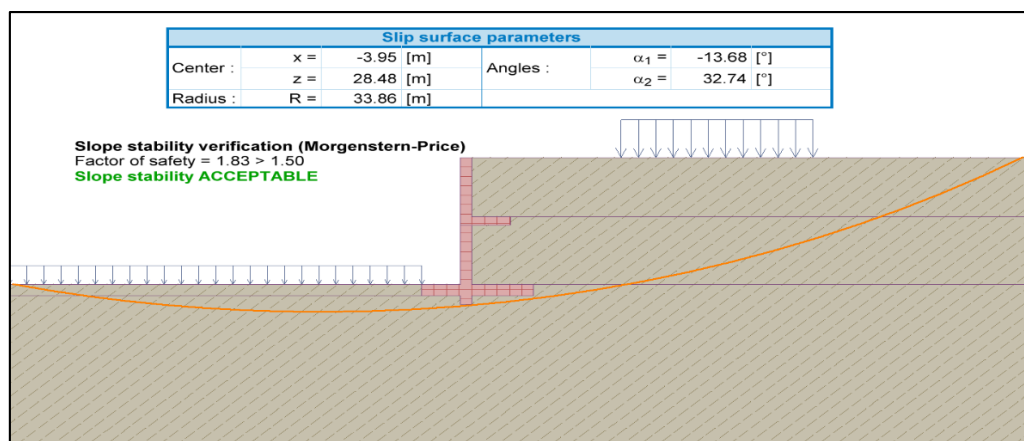
Análisis de Janbu en el talud con muro 1+770



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método relativo al procedimiento de estudio del equilibrio de Janbu generado por el software GEO 5.

Figura 75

Análisis de Morgenstern Price en el talud con muro 1+770

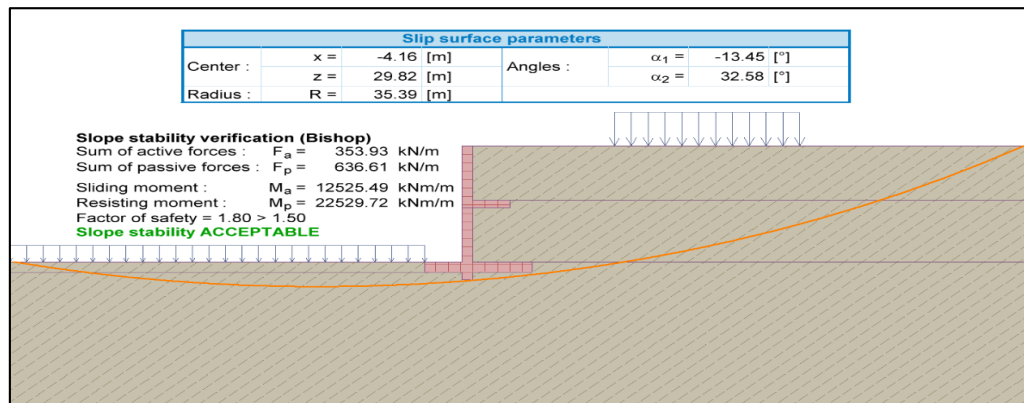


Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis de estabilidad de Morgenstern Price generado por el software GEO 5.

C. Sección del talud con muro en la progresiva 1+780.

Figura 76

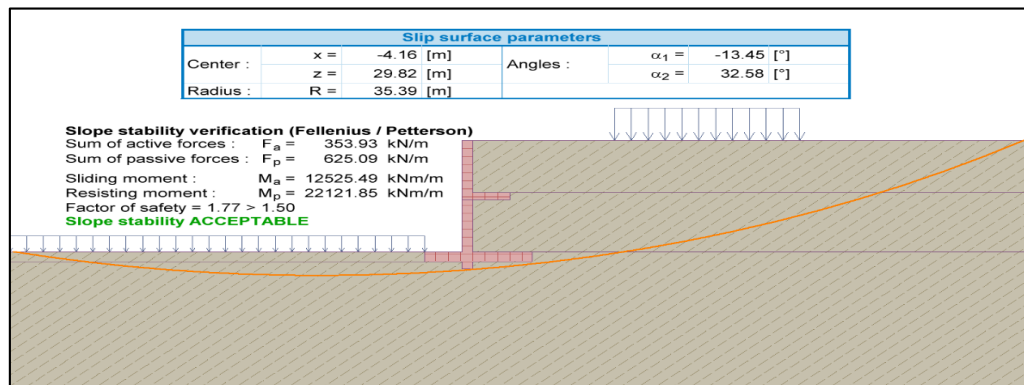
Análisis de Bishop en el talud con muro 1+780



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de evaluación del comportamiento estructural frente a fallas por deslizamiento de Bishop generado por el software GEO 5.

Figura 77

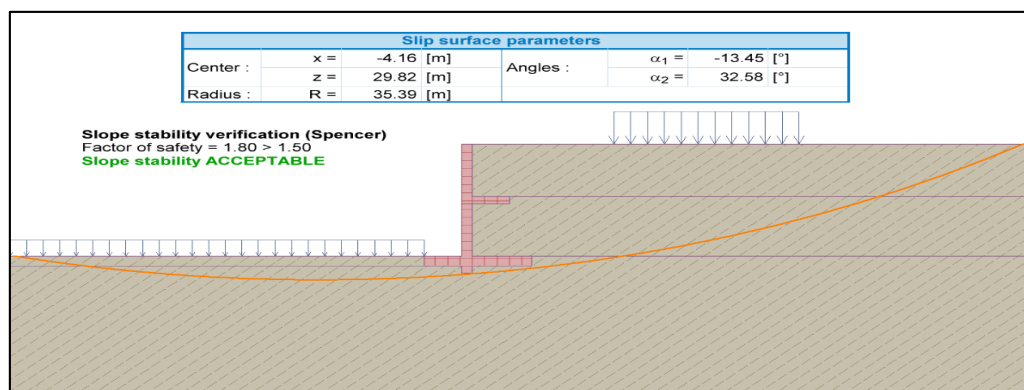
Análisis de Fellenius en el talud con muro 1+780



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de estudio del equilibrio de una masa de suelo ante posibles condiciones de inestabilidad de Fellenius generado por el software GEO 5.

Figura 78

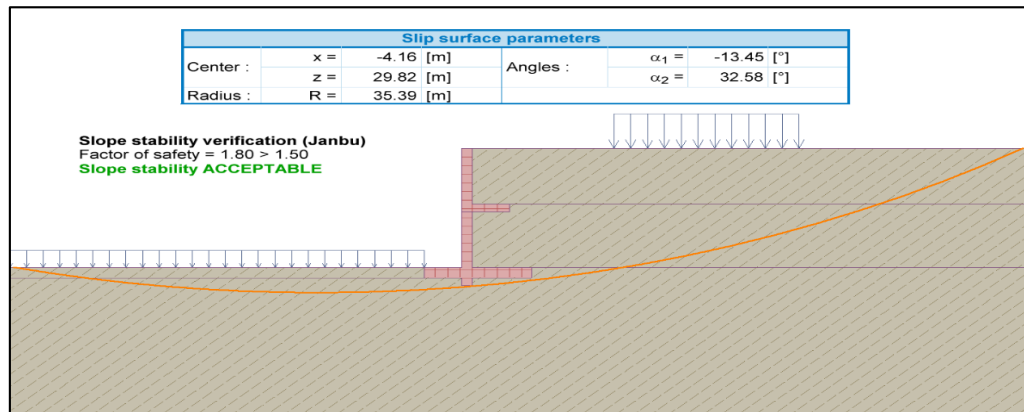
Análisis de Spencer en el talud con muro 1+780



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis de estabilidad de Spencer generado por el software GEO 5.

Figura 79

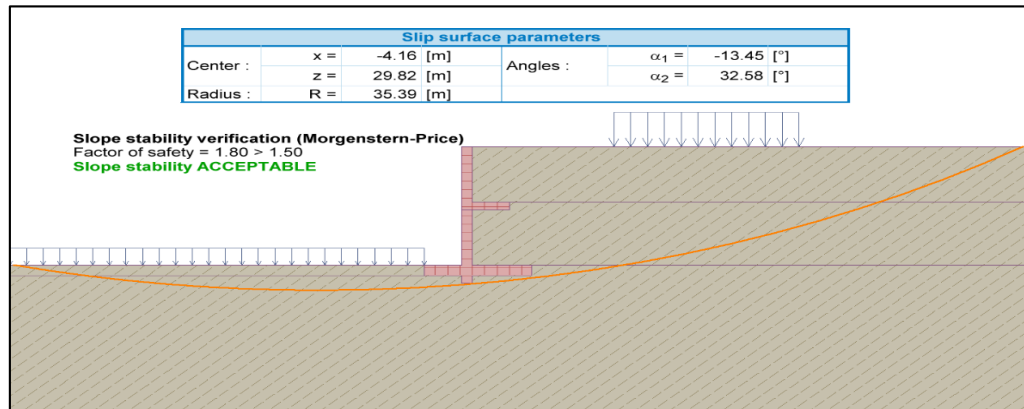
Análisis de Janbu en el talud con muro 1+780



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de revisión técnica del comportamiento estable de Janbu generado por el software GEO 5.

Figura 80

Análisis de Morgenstern Price en el talud con muro 1+780

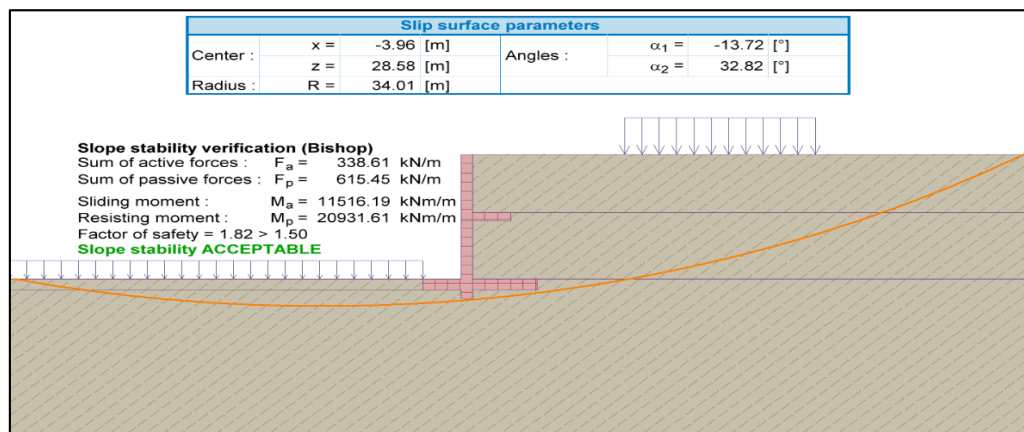


Nota. Parámetros obtenidos mediante el procedimiento analítico propuesto por Morgenstern y Price para la evaluación de taludes generado por el software GEO 5.

D. Sección del talud con muro en la progresiva 1+790.

Figura 81

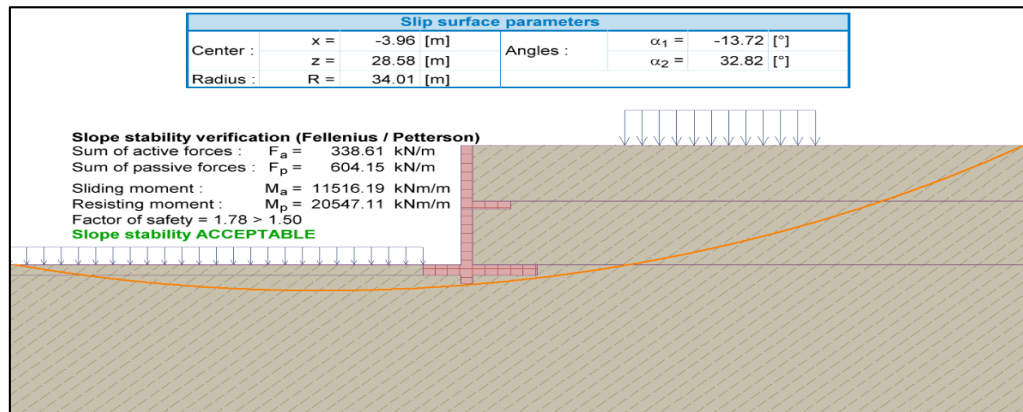
Análisis de Bishop en el talud con muro 1+790



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis de estabilidad de Bishop generado por el software GEO 5.

Figura 82

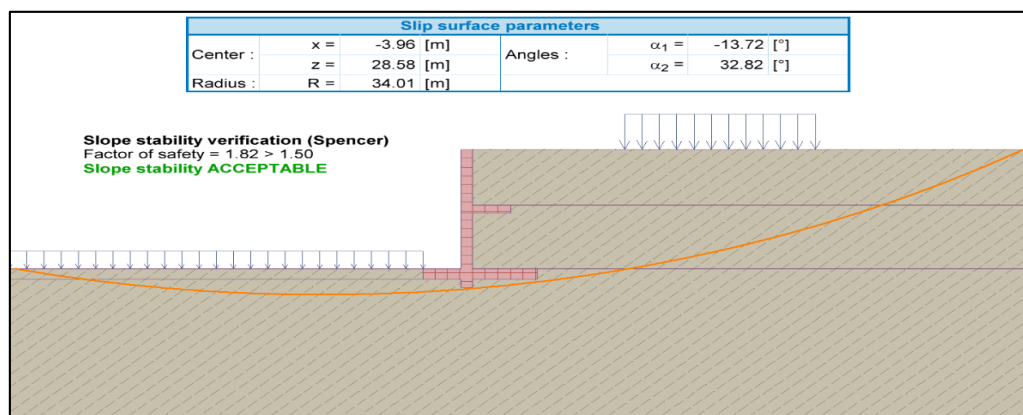
Análisis de Fellenius en el talud con muro 1+790



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de verificación del estado de equilibrio correspondiente a Fellenius generado por el software GEO 5

Figura 83

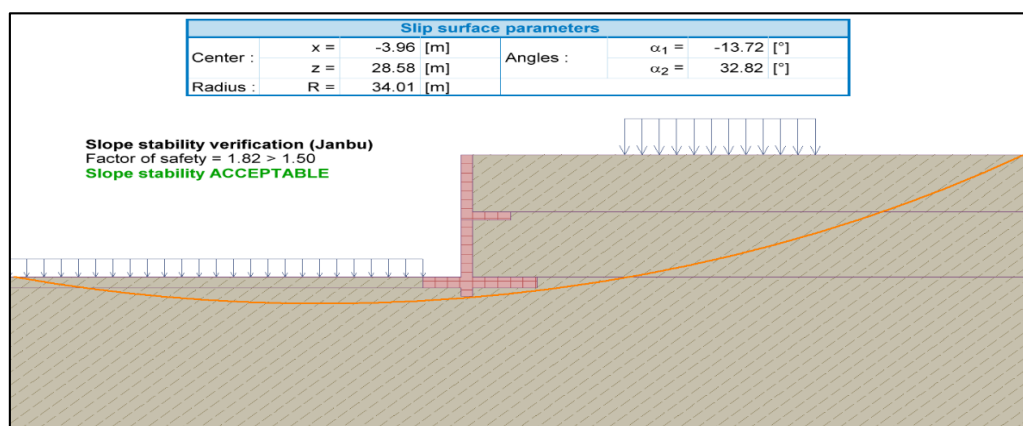
Aplicación del método de Spencer para examinar la estabilidad del talud con estructura de contención 1+790



Nota. Parámetros obtenidos mediante la técnica formulada por Spencer para evaluar la condición de estabilidad en taludes generado por el software GEO 5.

Figura 84

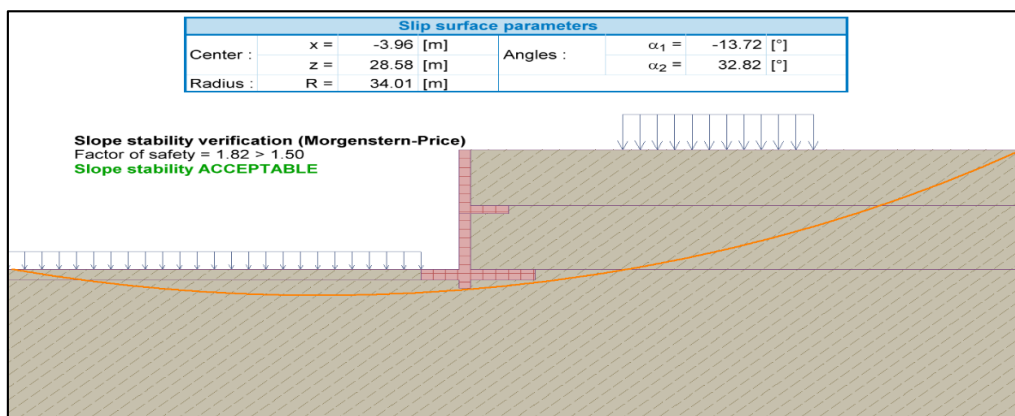
Aplicación del enfoque de Janbu para el estudio de estabilidad en un talud que presenta muro 1+790



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis de estabilidad de Janbu generado por el software GEO 5.

Figura 85

Análisis de Morgenstern Price en el talud con muro 1+790

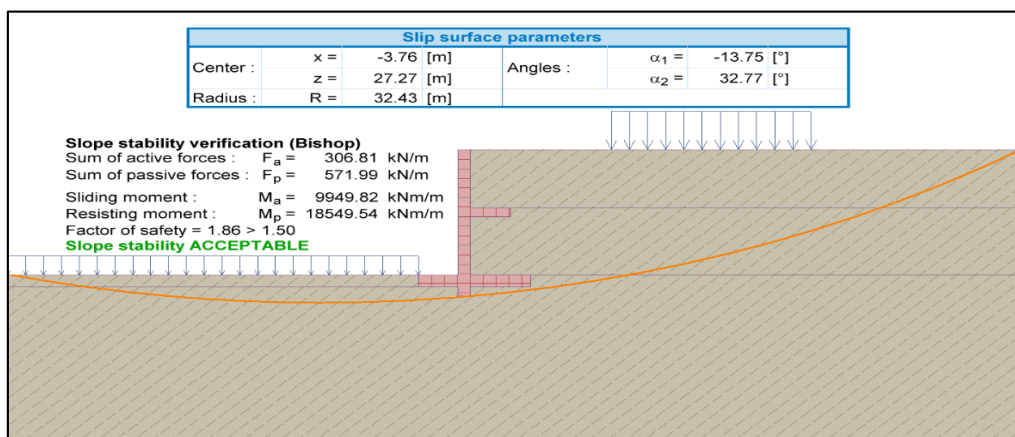


Nota. Parámetros obtenidos mediante el modelo de análisis estructural desarrollado por Morgenstern y Price enfocado en la evaluación del equilibrio generado

E. Sección del talud con muro en la progresiva 1+800.

Figura 86

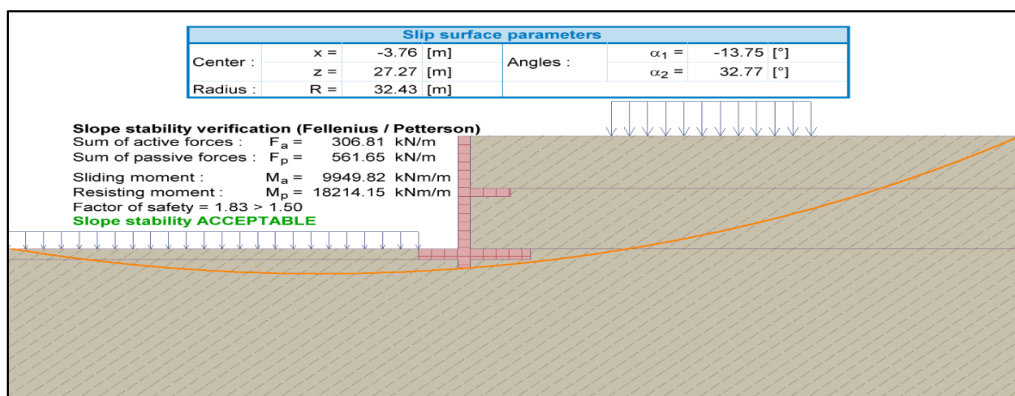
Análisis de Bishop en el talud con muro 1+800



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de proceso técnico orientado a determinar la resistencia al colapso de Bishop generado por el software GEO 5.

Figura 87

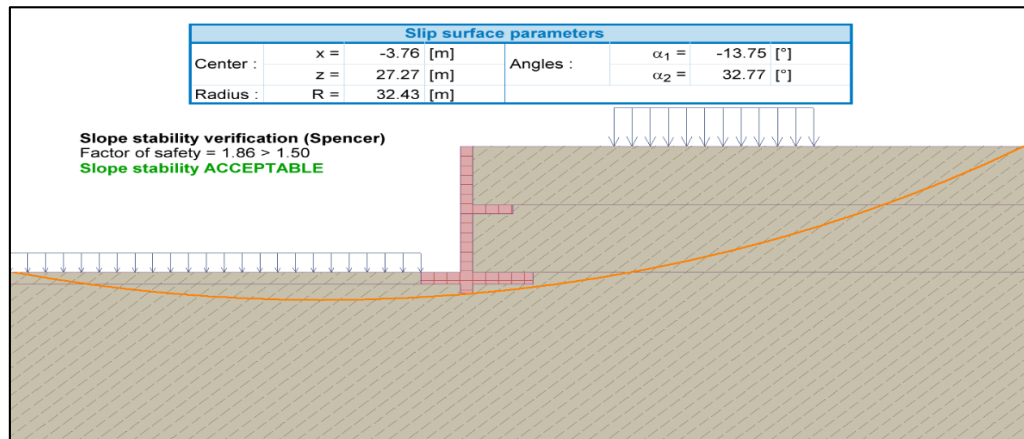
Análisis de Fellenius en el talud con muro 1+800



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis de estabilidad de Fellenius generado por el software GEO 5.

Figura 88

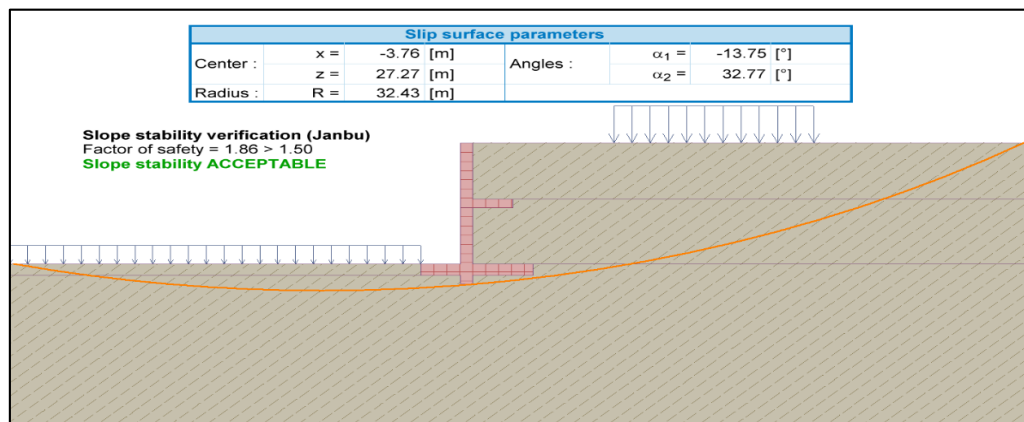
Análisis de Spencer en el talud con muro 1+800



Nota. Parámetros obtenidos mediante la técnica de evaluación del equilibrio estructural propuesta por Spencer generado por el software GEO 5.

Figura 89

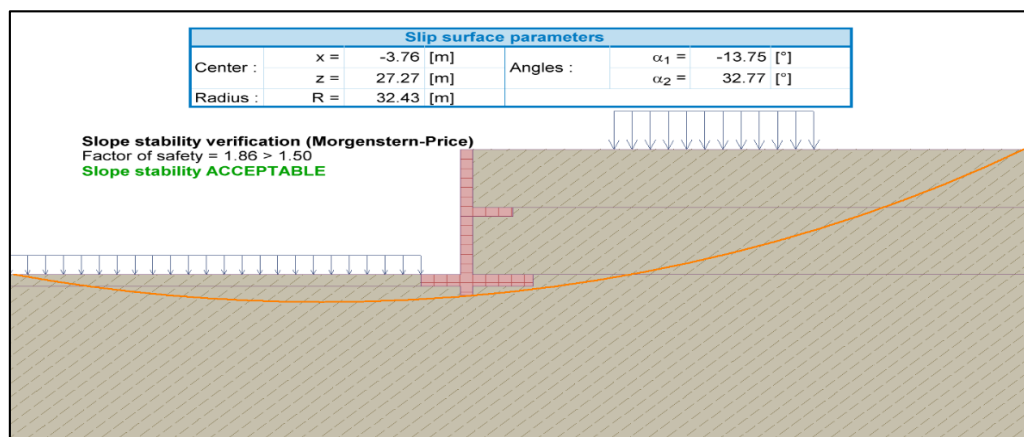
Análisis de Janbu en el talud con muro 1+800



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de estudio técnico sobre la resistencia frente a deslizamientos de Janbu generado por el software GEO 5.

Figura 90

Análisis de Morgenstern Price en el talud con muro 1+800



Nota. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis de estabilidad de Morgenstern Price generado por el software GEO 5 (Elaboración Propia, 2024)

➤ Factores de seguridad del talud con muro

Tabla 16

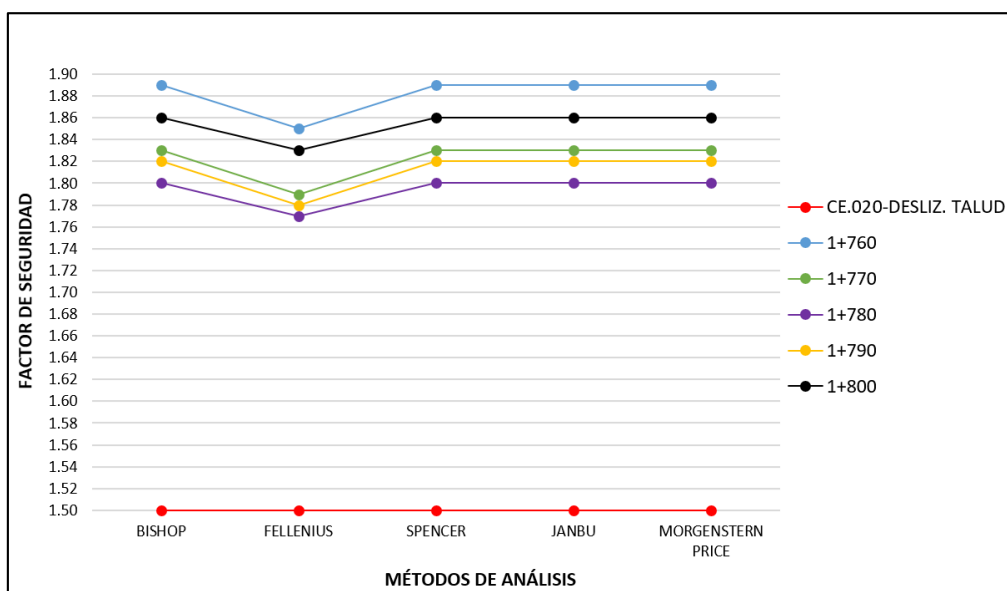
Valores de confiabilidad estructural obtenidos para el talud que cuenta con estructura de contención

ÍTEM	PROG	Fs	Fs Mínimo	Fs Máximo
1	1+760	1.89; 1.85; 1.89; 1.89; 1.89	1.85	1.89
2	1+770	1.83; 1.79; 1.83; 1.83; 1.83	1.79	1.83
3	1+780	1.80; 1.77; 1.80; 1.80; 1.80	1.77	1.80
4	1+790	1.82; 1.78; 1.82; 1.82; 1.82	1.78	1.82
5	1+800	1.86; 1.83; 1.86; 1.86; 1.86	1.83	1.86

Nota. Los Fs obtenidos mediante las metodologías de evaluación de equilibrio desarrolladas por Bishop, Fellenius, Spencer, Janbu, Morgenstern Price; están agrupados según las secciones de cada progresiva del talud con muro, de las cuales se muestran los Fs mínimos y máximos que a su vez si cumple con el mínimo estipulado dentro del marco normativo establecido del RNE CE.020 Suelos y Taludes, el cual establece de un mínimo del $Fs = 1.50$ para determina que el talud sea estable. Finalmente se concluye que el talud es completamente estable con ayuda del muro propuesto.

Figura 91

Factores de seguridad del talud con muro



Nota. Se muestran en el gráfico de líneas los Fs obtenidos mediante las estrategias analíticas formuladas por Bishop para el estudio del comportamiento de taludes, Fellenius, Spencer, Janbu, Morgenstern Price; en donde se observan dichos factores alcanzados en cada progresiva del talud según los métodos de análisis realizados; de igual forma los valores de los Fs están por encima el mínimo establecido por la norma del RNE CE.020 Suelos y Taludes, el cual determina un mínimo del $Fs = 1.50$ para afirmar que el talud se encuentre estable. Finalmente se concluye que el talud está completamente estabilizado con ayuda del muro propuesto.

4.2. PRUEBA DE HIPÓTESIS Y CONTRASTACIÓN

4.2.1. PRUEBA DE HIPÓTESIS

Prueba de normalidad de datos del talud sin muro. Se lleva a cabo una evaluación de normalidad utilizando los 25 valores de factor de seguridad correspondientes a las distintas secciones evaluadas en el análisis del talud sin estructura de contención. con ese fin, se emplea la siguiente prueba estadística de Shapiro-Wilk cuando la muestra es pequeña con una cantidad de datos iguales o menores a 50.

Con el propósito de establecer si la muestra sigue o no una distribución normal, se plantean las hipótesis correspondientes al criterio de normalidad estadística:

H0: cuando el valor p es igual o superior a 0.05, se asume que los datos presentan un comportamiento estadísticamente normal.

Ha: en caso de que el valor p sea inferior a 0.05, se concluye que los datos no siguen una distribución normal.

Tabla 17

Evaluación estadística de la distribución de los datos obtenidos del talud que no cuenta con muro de contención

Variable	Shapiro - Wilk			medidas numéricas		
	Estadístico	gl	Sig.	Media	Mediana	Desviación Estándar
Fs del Talud sin muro	0.869	25	0.004	1.344	1.36	0.056050572

Nota. Se observa que los datos de la muestra son asimétricos ya que la media = 1.344 es menor que la mediana = 1.36; y que además según el test de Shapiro-Wilk arrojó un valor p igual a 0.004, inferior al nivel de significancia de 0.05, lo que conlleva al rechazo de la hipótesis nula (H0) y a la aceptación de la alternativa (Ha), concluyéndose que los datos obtenidos del análisis de estabilidad del talud sin muro no siguen una distribución normal. por tanto, la verificación de la hipótesis específica H1 se efectuará mediante la prueba de Wilcoxon para una sola muestra, técnica no paramétrica adecuada para datos no normales

Prueba de normalidad de datos del muro tipo bandeja. Se lleva a cabo una evaluación de normalidad utilizando los 10 valores del factor de seguridad obtenidos a partir de las diferentes progresivas del estudio de estabilidad del muro, 5 factores de deslizamiento y 5 factores de

vuelco. Para tal propósito, se procede a aplica la estadística de Shapiro-Wilk cuando la muestra es pequeña con una cantidad datos iguales o menores a 50.

Con el objetivo de verificar si los datos siguen o no una distribución de tipo normal se define las hipótesis del criterio de normalidad de datos:

H0: Si $p\text{-valor} \geq 0.05$, los datos tienen una distribución normal.

Ha: Si $p\text{-valor} < 0.05$, los datos No tienen una distribución normal.

Tabla 18

Prueba de normalidad de los datos del muro

Variable	Shapiro - Wilk			Estadísticos Descriptivos		
	Estadístico	gl	Sig.	Media	Mediana	Desviación Estándar
Fs Deslizamiento	0.676	5	0.005	1.55	1.56	0.028284271
Fs Vuelco	0.780	5	0.055	2.364	2.29	0.292882229

Nota. Se evidencia que los valores correspondientes al Fsd presentan asimetría, dado que el promedio = 1.55 es menor que la mediana = 1.56. y que además según la prueba de normalidad de Shapiro – Wilk nos muestra un $p\text{-valor} = 0.005 \leq 0.05$, es decir un resultado inferior al umbral de significancia estadística de 0.05. Entonces se rechaza “H0” y se acepta la “Ha”, en donde se define que los datos del Fsd del muro No tienen una distribución normal. Por otro lado, los datos del Fsv son asimétricos ya que la media = 2.364 es mayor que la mediana = 2.29. y que además según la prueba nos muestra un $p\text{-valor} = 0.055 > 0.05$, esto representa un valor superior al límite de significancia de 0.05, por lo que se acepta “H0” y se rechaza la “Ha”, en donde se define que los datos del Fsv del muro Si los datos presentan un patrón de distribución normal. por lo tanto, la hipótesis específica H2 será verificada mediante la aplicación de la prueba de No paramétrica de Wilcoxon.

Prueba de normalidad de datos del talud con muro. Se aplica el test de normalidad a partir de 25 valores del factor de seguridad obtenidos en las distintas secciones evaluadas del talud con muro, utilizando el estadístico Shapiro-Wilk, adecuado para tamaños de muestra reducidos es pequeña con una cantidad datos iguales o menores a 50.

Con el fin de establecer si los valores analizados siguen una distribución normal, se formulan las hipótesis correspondientes al criterio de normalidad estadística.

H0: Cuando el valor p es igual o superior a 0.05, se interpreta que los datos presentan un patrón de distribución normal

Ha: en caso de obtener un valor p inferior a 0.05, se concluye que la distribución de los datos no es normal.

Tabla 19

Evaluación estadística de la distribución de los factores de seguridad correspondientes al talud con presencia de muro

Variable	Shapiro - Wilk			Estadísticos Descriptivos		
	Estadístico	gl	Sig.	Media	Mediana	Desviación Estándar
Fs del Talud con muro	0.939	25	0.144	1.8328	1.83	0.035298725

Nota. Se observa que los datos de la muestra son asimétricos ya que la media = 1.8328 es mayor que la mediana = 1.83. y que además según el test Shapiro-Wilk, aplicado para verificar si los datos siguen una distribución normal nos muestra un p-valor = 0.144 > 0.05, es decir un valor mayor que el nivel de significancia de 0.05. Se acepta "H0" y se rechaza "Ha", en donde se define que los datos del análisis de la estabilidad del talud con muro Si tienen una distribución normal. Se concluye que la contrastación de la hipótesis específica "H3" se realizará mediante la prueba de t-student de una muestra, la cual es una prueba Paramétrica para datos que tienen una distribución normal

4.2.2. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS.

Hipótesis Específica H1. Se emplea el test no paramétrico de Wilcoxon para una muestra, con el fin de contrastar la hipótesis específica planteada H1:

Método:

η : valor central del conjunto de datos correspondiente al factor de seguridad asociado a talud sin muro.

Formulación de las hipótesis que serán evaluadas mediante prueba estadística.

H₀: Con base en los valores del factor de seguridad obtenidos en condiciones sin presencia del muro de contención tipo bandeja No se puede verificar la inestabilidad de taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.

$$H_0: \eta \geq 1.50$$

H₁: considerando los valores del factor de seguridad obtenidos en ausencia de la estructura de contención tipo bandeja Si se puede verificar la inestabilidad de taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.

$$H_1: \eta < 1.50$$

Prueba:

cuando el valor p es igual o superior a 0.05, se procede a aceptar la H₀

cuando el valor p es menor a 0.05, se desestima la H₀

Tabla 20

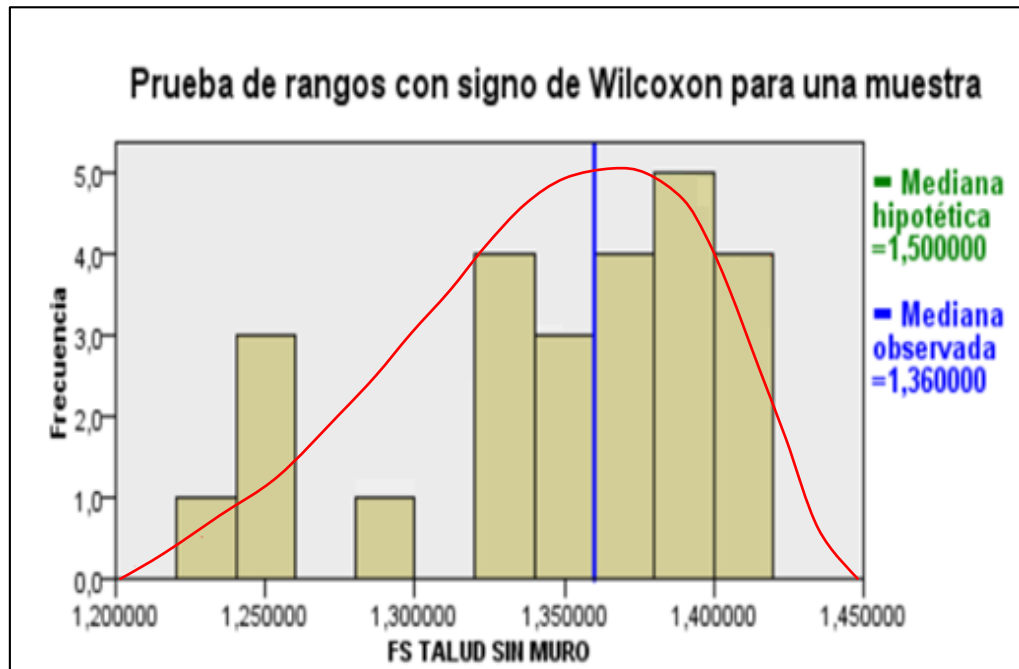
Prueba de Wilcoxon de una muestra para la H₁

Hipótesis H ₀	N	p-valor	Estadísticos de Wilcoxon	Mediana
La mediana del Fs del talud sin muro es mayor a 1.5	25	0.000	0.000	1.36

Nota. Se observa que la mediana del Fs del talud sin muro = 1.36 es menor que la mediana hipotética = 1.50 que es el valor mino según el RNE CE.020; y que además se observa un p-valor = 0.000 < al presentar un valor p inferior a 0.05, se invalida la hipótesis nula (H₀) y se respalda la hipótesis alternativa H₁, la cual establece que el talud sin influencia del muro es inestable comprobando que la hipótesis específica H₁ es Valida

Figura 92

Aplicación del test no paramétrico de Wilcoxon H1



Nota. Se observa gráficamente que de acuerdo con los resultados obtenidos mediante la prueba de Wilcoxon, el valor mediano es = 1.36, y que esta es menor a la mediana hipotética =1.50; también se aprecia visualmente que la mayor concentración de datos se ubica en un rango inferior a 1.50. en consecuencia, con un nivel de confianza del 95 %, se establece que el factor de seguridad del talud sin contención se encuentra significativamente por debajo del umbral mínimo de 1.50 estipulado en la norma RNE CE.020, concluyéndose que dicho talud es inestable y por ende no es habitable, el cual afectaría a las unidades de vivienda existentes sin la adecuada estabilización.

Hipótesis Específica H2. Se aplican de forma conjunta la prueba de Wilcoxon para una muestra y el test t de Student, con la finalidad de contrastar la hipótesis específica H2

Método:

η_D : mediana referente a los valores obtenidos del coeficiente de seguridad de deslizamiento del muro.

η_v : promedio aritmético de los valores correspondientes al factor de seguridad de vuelco del muro

formulación de las hipótesis estadísticas que serán contrastadas mediante pruebas adecuadas.

H₀: Mediante los factores de seguridad de deslizamiento y vuelco del muro No se puede diseñar y evaluar la condición de equilibrio estructural del muro de la tipología bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.

$$H_0: \quad \eta_D < 1.50 \quad \vee \quad \eta_V < 2.00$$

H₂: Mediante los factores referente a los valores del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento y al volcamiento del sistema de contención Si se puede diseñar y verificar el comportamiento estructural del muro de dicha tipología de bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.

$$H_2: \quad \eta_D \geq 1.50 \quad \wedge \quad \eta_V \geq 2.00$$

ensayo estadístico aplicado:

Cuando el valor p es igual o superior a 0.05, se mantiene la hipótesis nula (H₀)

Cuando el valor p es inferior a 0.05, se procede al rechazo de la hipótesis nula (H₀).

Tabla 21

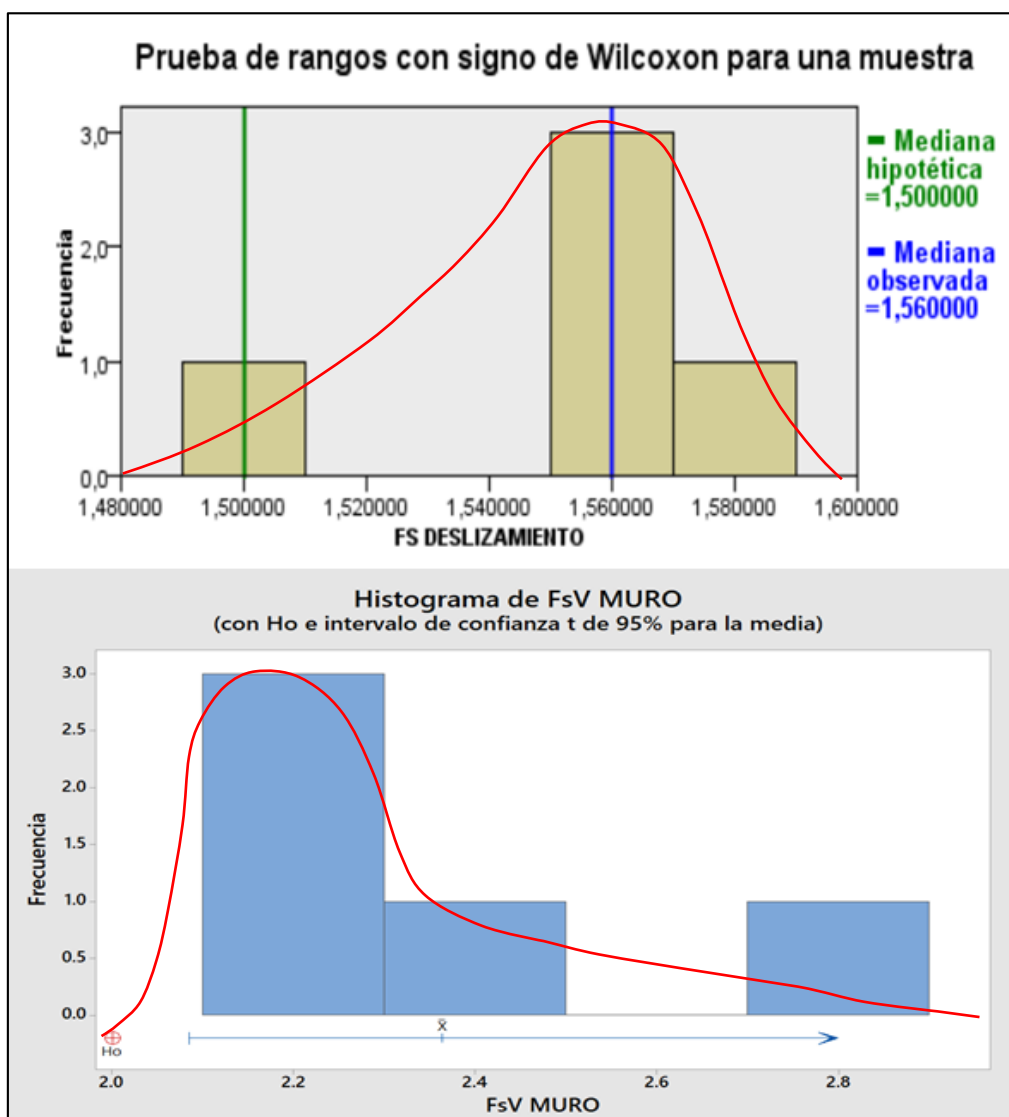
Se ejecutan las pruebas estadísticas de Wilcoxon y t de Student para la H₂

Hipótesis H ₀		N	p-valor	Mediana	Estadísticos de Wilcoxon	
La mediana del Fsd del muro es menor a 1.5		5	0.039	1.56	10.00	
Muestra	t	N	p-valor	Media	Desviación Estándar	Límite inferior al 95% del intervalo de confianza
Fsv el muro	2.78	5	0.025	2.364	0.29288223	2.085

Nota. Se observa que la mediana del Fsd del muro = 1.56 es mayor que la mediana hipotética = 1.50 que es el valor mino según el RNE CE.020; y que además se observa un p-valor = 0.040 < 0.05, esto indica que el valor obtenido es menor al umbral de 0.05, por lo cual se descarta la hipótesis nula y se valida la hipótesis alternativa primera condición de la hipótesis específica “H₂”, en donde se define que el muro se encuentra estable ante el deslizamiento. También se observa que la media del Fsv del muro = 1.364 es mayor que la mediana hipotética = 2.00 que es el valor mino según el RNE CE.020; y que además se observa un p-valor = 0.025 < 0.05, lo cual implica el rechazo de H₀ y la aceptación de la hipótesis específica planteada segunda condición de la hipótesis específica “H₂”, en donde se define que el muro se encuentra estable ante el vuelco. Concluyendo de ambas condiciones que el muro tipo bandeja se encuentra estabilizado y es posible realizar el diseño según los parámetros establecidos, comprobando que la hipótesis específica “H₂” es Valida

Figura 93

Prueba de Wilcoxon y t-Student de una muestra para la H2



Nota. Se observa en la gráfica superior que con base en los resultados obtenidos mediante la prueba de Wilcoxon, se identificó que el valor mediano es = 1.56, y que esta es mayor a la mediana hipotética = 1.50; asimismo, el análisis gráfico evidencia que la mayor concentración de los datos se sitúa en un rango superior a dicho valor. Por lo tanto, se concluye con un 95 % de confianza que el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento del muro supera el valor mínimo de 1.50 estipulado en la norma RNE CE.020. En relación con el análisis inferior, se aprecia que, conforme a la prueba t de Student, la media obtenida fue de 2.364, valor que resulta igual o superior a la media hipotética de 2.00. Además, el comportamiento gráfico indica que la totalidad de los datos se concentra por encima del umbral de 2.00. En consecuencia, se sostiene con un nivel de confianza del 95 % que el coeficiente de seguridad contra volcamiento del muro excede el límite mínimo establecido por el RNE CE.020. De este modo, se concluye que la estructura del muro se encuentra estabilizado y por ende óptimo para realizar el diseño con los parámetros establecidos y sin afectar las unidades de vivienda existentes.

Hipótesis Específica "H3". Se aplica la prueba t de Student para una muestra, con el propósito de contrastar la hipótesis específica número 3:

Método:

μ : promedio de los valores obtenidos del coeficiente de seguridad correspondiente al talud con muro.

formulación de las proposiciones estadísticas que serán sometidas a contraste mediante pruebas inferenciales.

H0: Mediante el factor de seguridad con la influencia del muro tipo bandeja No se puede evaluar la estabilidad de taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.

$$H0: \mu < 1.50$$

H3: Mediante el factor de seguridad con la influencia del muro tipo bandeja Si se puede evaluar la estabilidad de taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.

$$H2: \mu \geq 1.50$$

Prueba:

Cuando el resultado del valor p es igual o superior a 0.05, se mantiene la validez de la hipótesis nula (H0).

Si el valor p es inferior al nivel de significancia de 0.05, se desestima la hipótesis nula (H0).

Tabla 22

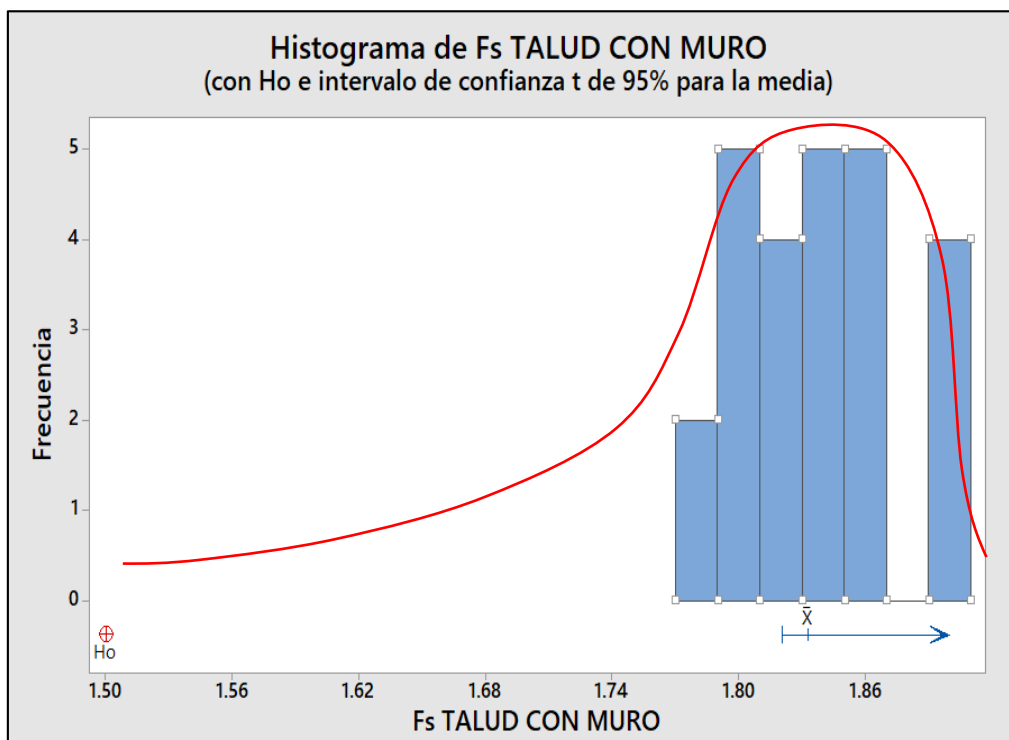
Aplicación del test t de Student para una sola muestra, con el objetivo de evaluar la hipótesis específica H3

Muestra	t	N	p-valor	Media	Desviación Estándar	Límite inferior al 95% del intervalo de confianza
Fs TALUD CON MURO	47.14	25	0.000	1.8328	0.03530	1.82072

Nota. Se observa que la media del Fs del talud con muro = 1.8328 es mayor que la mediana hipotética = 1.50 que es el valor mino según el RNE CE.020; y que además se observa un p-valor = 0.000 < 0.05, lo cual indica que se debe rechazar la hipótesis nula (H0) y validar la hipótesis H3, la cual plantea que el talud con influencia del muro tipo bandeja se encuentra estabilizado comprobando que la hipótesis específica "H3" es Valida.

Figura 94

Evaluación estadística mediante el test t para una muestra H3



Nota. Se observa gráficamente que de acuerdo con los resultados de la prueba t de Student, la media obtenida fue de 1.8328, valor igual o superior a la media hipotética de 1.50. adicionalmente, el análisis gráfico evidencia que todos los datos se ubican en un rango superior a dicho umbral. en consecuencia, con un nivel de confianza del 95 %, se sostiene que el factor de seguridad del talud, influenciado por la presencia del muro tipo bandeja, supera el valor mínimo de 1.50 exigido por la normativa RNE CE.020. se concluye, por tanto, que el talud con intervención del muro se encuentra estabilizado y por ende óptimo para habitar sin afectar a las unidades de vivienda existentes.

Hipótesis General. Habiendo evaluado y aceptado las hipótesis específicas por consiguiente la hipótesis general se cumple y es válida la afirmación:

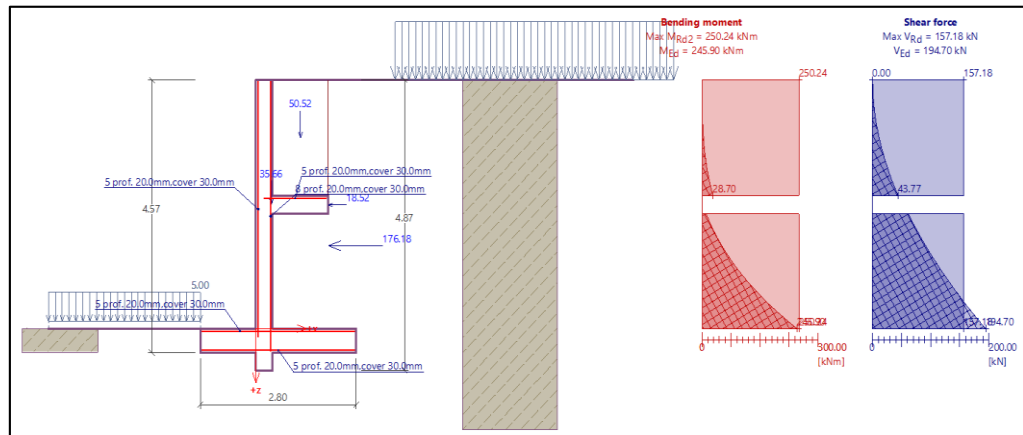
La propuesta de diseño de muros tipo bandeja Si es una alternativa para los taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.

4.2.3. DISEÑO DE MURO PROPUESTO

Se realizó el diseño del muro tipo bandeja propuesto, el cual se muestra según las secciones del talud en las progresivas 1+760, 1+770, 1+780, 1+790, y 1+800

Figura 95

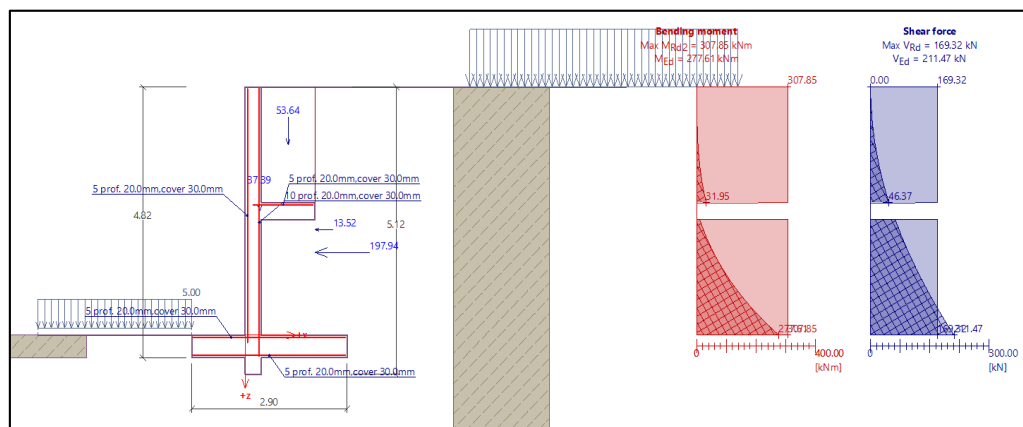
Diseño de muro tipo bandeja para el talud 1+760



Nota. Parámetros obtenidos mediante el análisis estructural del muro generado por el software GEO 5.

Figura 96

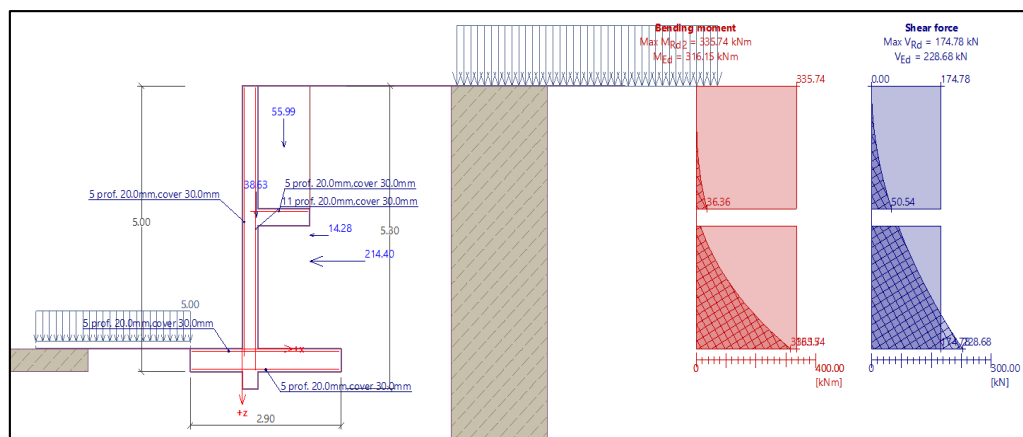
Diseño de muro tipo bandeja para el talud 1+770



Nota. Parámetros obtenidos mediante el análisis estructural del muro generado por el software GEO 5.

Figura 97

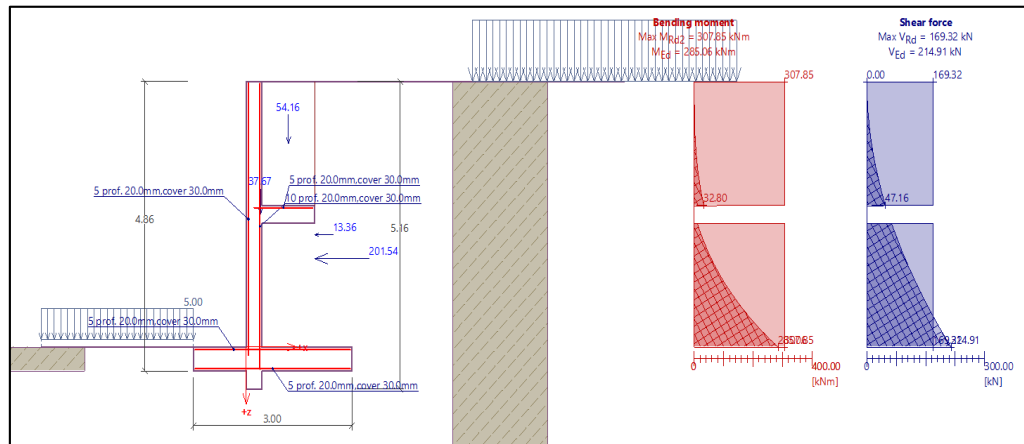
Diseño de muro tipo bandeja para el talud 1+780



Nota. Parámetros obtenidos mediante el análisis estructural del muro generado por el software GEO 5.

Figura 98

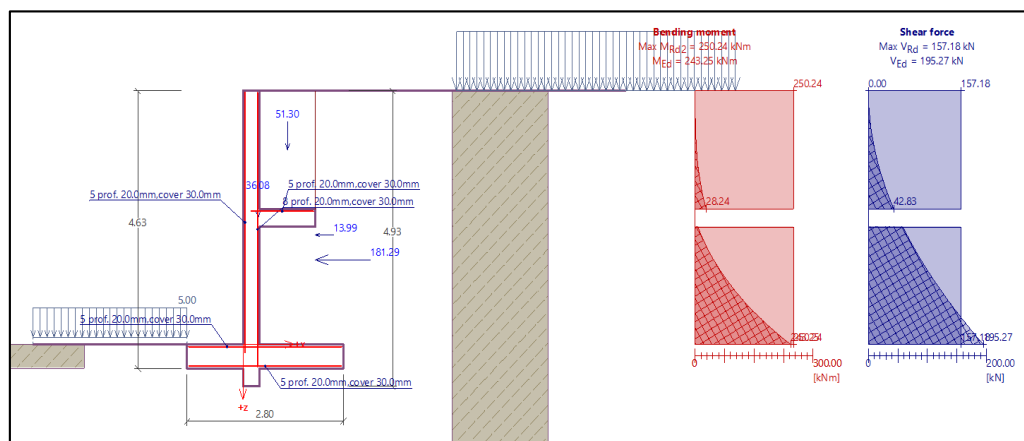
Diseño de muro tipo bandeja para el talud 1+790



Nota. Parámetros obtenidos mediante el análisis estructural del muro generado por el software GEO 5.

Figura 99

Diseño de muro tipo bandeja para el talud 1+800



Nota. Parámetros obtenidos mediante el análisis estructural del muro generado por el software GEO 5.

CAPÍTULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. CONTRASTACIÓN DE RESULTADOS DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

Se efectúa una comparación entre los hallazgos de esta investigación y los resultados reportados en estudios previos:

Daga (2022) en su investigación: *Formulación de un diseño estructural de tipo cantiléver y su efecto en la mitigación del deslizamiento en el talud ubicado en el Jirón 17 de febrero en la ciudad de Huánuco*, determina la influencia de un muro voladizo con fines de estabilización; a partir del cual se calcula un coeficiente de estabilidad máximo en condiciones inestables de 1.379 y un factor de seguridad mínimo en condiciones estables con el muro voladizo de 1.63; para concluir que el Fs presenta un incremento del 18.2 % con un diseño de muro voladizo. De forma análoga, en el desarrollo del estudio actual se determina la influencia de un muro tipo bandeja con fines de estabilización; en donde se obtiene un factor de seguridad máximo en condiciones inestables de 1.70 y un factor de seguridad mínimo en condiciones estables con el muro tipo bandeja de 1.77. Concluyendo que el Fs presenta un incremento del 26.4 % con el diseño de muro tipo bandeja.

Rivera (2021) en su investigación: *Diseño de muro de contención en la calle Quito, entre 9 de octubre e Imbabura, costado derecho de la ciudad de Jipijapa*; realiza la configuración de un muro de contención fue realizada a través de procedimientos de análisis estructural mediante software con el cual determina los desplazamientos, las fuerzas cortantes y los momentos; para concluir que con el modelamiento del muro se puede atribuir la sostenibilidad del diseño y asegurar el comportamiento de dicho muro ante posibles fallas. En concordancia, en este estudio se procedió a realizar el cálculo estructural mediante software, con el cual se determina el desplazamiento y vuelco del muro, así como las fuerzas lineales y momentos; concluyendo que de igual manera que se le puede atribuir la sostenibilidad del diseño del muro tipo

bandeja, así como también asegurar su funcionalidad y mitigar las posibles fallas.

Valbuena (2021) en su investigación: *Análisis geotécnico de un muro de contención abscisado para el tramo 10 de la vía Cabrera-Boquerón, Cundinamarca*; realiza el análisis geotécnico de un muro voladizo con fines de estabilización de un talud; con el cual se determinan los valores obtenidos del coeficiente de seguridad correspondientes a la estructura del muro: el Fsv de 3.073 y el Fsd de 4.158; así como también un Fs global del terreno de 1.986; para concluir que los coeficientes de estabilidad superan los valores límite establecidos por las normas . De manera similar en el desarrollo del presente estudio se ejecuta la evaluación del equilibrio estructural de un muro tipo bandeja con fines de estabilización de un talud de 50 metro lineales; en donde se obtienen factores de seguridad variables según las secciones o progresivas del talud: el Fsv de 2.11 a 2.87, el Fsd de 1.50 a 1.57; así como un Fs global del terreno de 1.77 a 1.89; concluyendo que de igual manera los valores calculados del factor de seguridad exceden los umbrales mínimos establecidos en las normas, pudiendo afirmar que el muro diseñado sería estable y que además estabilizaría al talud intervenido.

Montenegro (2019) en su investigación: *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*; realiza el diseño de muros de contención con fines de estabilización de taludes para viviendas de concreto; con el cual se determinan los índices de confiabilidad estructural asociados al muro de contención: el Fsv de 3.47 y el Fsd de 2.42; para concluir que el Fsv es mayor que el mínimo requerido de 2.00, y el Fsd es mayor que el mínimo requerido de 1.50. De manera similar en el marco del estudio realizado se realiza el análisis de estabilidad de una estructura de contención del tipo contención con fines de estabilización de un talud que no afecte a las viviendas existentes ubicadas en la corona del talud en donde ya se conoce que son mayores que el 2.0 para el Fsv y mayores que el 1.50 para el Fsd; concluyendo que de igual manera el talud soportaría las unidades de vivienda

existentes en las coronas y que además considerando en el peor de los casos el mismo material existente del talud como relleno.

CONCLUSIONES

La propuesta de estabilización mediante muros tipo bandeja los resultados obtenidos en el presente estudio conducen a las siguientes interpretaciones:

- ✓ Se logra verificar la condición inestable del talud en ausencia de la solución planteada del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, en donde los coeficientes de seguridad del talud varían entre 1.23 como mínimo y 1.40 como máximo, cifras que demuestran según el RNE CE.020, que el talud está propenso a deslizamiento, el cual afectaría a las unidades de vivienda que se encuentra sobre la corona del talud de la zona de estudio.
- ✓ Se logra diseñar y evaluar la estabilidad del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, demostrando que el diseño del muro propuesto es estable en la zona de estudio, ya que en el análisis de estabilidad de la estructura del muro se obtienen valores de confiabilidad estructural de deslizamiento con rangos que inician en 1.50 y alcanzan como límite superior 1.57, así como también los valores de estabilidad frente al vuelco oscilan entre 2.11 como mínimo y un máximo de 2.87, valores que demuestran según el RNE CE.020, que el diseño del muro tipo bandeja propuesto en las condiciones actuales del terreno se sería completamente estable.
- ✓ Se logra evaluar la condición de equilibrio del talud considerando la intervención estructural propuesta de diseño del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, demostrando que el muro de contención tipo bandeja puede estabilizar el talud de la zona de estudio, ya que el estudio de equilibrio aplicado al talud con soporte del muro arroja valores de factor de seguridad entre 1.77 y 1.89; valores que demuestran según el RNE CE.020, que el muro tipo bandeja mejoraría la estabilidad del talud mejorando las condiciones del terreno para su habitabilidad.

- ✓ Se demuestra que al realizar la propuesta de diseño del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, no se afectarían a las unidades de vivienda ubicadas sobre la corona del talud, ya que se evitaría realizar cortes de talud para la estabilización, las cuales a su vez generarían costos innecesarios para la reubicación de las familias que habitan sobre la corona del talud, además de pérdidas económicas en cuanto la demolición de dichas viviendas.
- ✓ Se demuestra que el diseño y evaluación del muro tipo bandeja en las condiciones actuales de la zona de estudio presenta un incremento de estabilidad del 26.4 %, siendo este valor de incremento en el peor de los casos al utilizar como relleno el mismo material inestable de la zona, pronosticando así un incremento superior si se utilizaría un material de relleno de mejores condiciones y mejores especificaciones.
- ✓ La metodología para obtener los resultados en el talud de 50 metros lineales puede ser replicado para todo el circuito en donde se encuentren unidades de vivienda, ya que dicho talud utilizado como muestra presenta todas las características similares a lo largo del circuito vial, en donde lo único que difiere es el estudio de suelos, los cuales tendrían que ser realizados según el cambio de terreno observable.
- ✓ En los casos donde se observe taludes sin presencia de unidades de vivienda no sería necesario aplicar la metodología del muro tipo bandeja, ya que bastaría con realizar cortes de talud para mitigar el deslizamiento de dichos taludes que pudieran afectar al circuito vial de la zona Héroes de Jactay, siempre y cuando se verifique la inestabilidad del terreno.

RECOMENDACIONES

Después de desarrollar la propuesta de estabilización mediante muros tipo bandeja de la presente investigación, se realiza las siguientes recomendaciones:

- ✓ Realizar el estudio de factibilidad económica para obtener la relación entre los costos y los beneficios derivados de la implementación del muro tipo bandeja con fines de estabilización, en comparación con el costo beneficio de la reubicación de las unidades de vivienda; así como también en comparación con el costo beneficio de aplicar la estabilización mediante otros tipos.
- ✓ Realizar la evaluación del impacto ambiental orientada a obtener una mejor propuesta de la aplicación del muro tipo bandeja con fines de estabilización en cuanto al impacto negativo, ya que la investigación actual no considera este hecho, el cual podría ser una inconveniente al momento de una posible aplicación de la estabilización mediante muros de contención tipo bandeja.
- ✓ Realizar la aplicación de la metodología de la investigación en cuanto al estudio de mecánica de suelos para todo el terreno del circuito vial, para así obtener una datos precisos y reales en cuanto a una posible estabilización con el muro tipo bandeja para todo el circuito.
- ✓ Implementar un estudio de sistema de drenaje para mejorar el control de la estabilización del circuito vial Héroes de Jactay, ya que el control de agua es vital para reducir la infiltración del terreno y por ende mitigar el deslizamiento de taludes; así como también tener un proyecto acorde a la realidad.
- ✓ Buscar financiamiento para cambiar la condición de propuesta de la presente investigación, y de esa manera contrastar los resultados con una estabilización real mediante la ejecución de creación de un muro de contención tipo bandeja

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Barros, J. (2005). *Muros de contención* (9na Ed). España: Ediciones Ceac, S.A., Planeta DeAgostini Profesional y Formación, S.L.
- Braja M. Das (2013). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (4ta Ed.). México: Cengage Learning Editores.
- Chagua, R. (2022). *Seguridad y estabilidad del talud inestable en el centro poblado Tecte, km. 190+000, carretera central tramo Huánuco – Lima, distrito de San Rafael, provincia de Ambo* [Tesis de grado, Universidad de Huánuco]. Repositorio Institucional de la UDH. <http://repositorio.udh.edu.pe/20.500.14257/4191>.
- Chalan, A., y Guevara, K. (2014). *Evaluación y análisis de la estabilidad de la presa Garrapón del centro poblado Garrapón-Ascope-La Libertad* [Tesis de grado, Universidad Privada Antenor Orrego]. Repositorio de la UPAO. <https://hdl.handle.net/20.500.12759/632>.
- Consorcio Loma Blanca (2019). *Mejoramiento de los servicios de transitabilidad de la av. Héroes de Jactay –av. Circunvalación, tramo Cruz Verde – Loma Blanca – las Moras y puente Vía Crucis, provincia de Huánuco*. Perú: Gobierno Regional de Huánuco.
- Daga, G. (2022). *Propuesta de muro cantiléver e influencia en el control al deslizamiento del talud del Jirón 17 de febrero en la ciudad de Huánuco* [Tesis de grado, Universidad de Huánuco]. Repositorio Institucional de la UDH. <http://repositorio.udh.edu.pe/123456789/3862>.
- Damiano, R., y Gutiérrez, C. (2023). *Evaluación de la vulnerabilidad y análisis de estabilidad del talud en el tramo km 45+620 al km 45+920 de la carretera Cusco -Paruro, región Cusco* [Tesis de grado, Universidad Nacional de San Antonio Abad de Cusco]. Repositorio de la UNSAAC. <https://repositorio.unsaac.edu.pe/20.500.12918/7548>.
- Duncan, J., Wright, S., y Brandon, T. (2014). *Soil Strength and Slope Stability* (2da Ed). New Jersey: Published by John Wiley & Sons, Inc., Hoboken.

- Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., y Baptista Lucio, P. (2014). *Metodología de la Investigación* (6ma Ed). México: McGraw-Hill Interamericana, S.A.
- Juárez, E., y Rico, A. (2005). *Mecánica de suelos (Tomo I)*. México: Limusa Noriega Editores.
- Montenegro, K. (2019). *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* [Tesis de grado, Universidad Cesar Vallejo]. Repositorio digital Institucional de la UCV. <https://hdl.handle.net/20.500.12692/40124>.
- Nilson, A. (2001). *Diseño de estructuras de concreto (12ma Ed)*. Colombia: McGraw-Hill Interamericana, S.A.
- Núñez, I. (2020). *Comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado para el sostenimiento de talud en la ciudad de Huancayo* [Tesis de grado, Universidad Continental]. Repositorio Institucional Continental. <https://hdl.handle.net/20.500.12394/7998>.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2009). *E.060: Concreto Armado*. Perú: Instituto de la Construcción y Gerencia (ICG).
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2012). *CE.020: Estabilización de suelos y taludes*. Perú: Instituto de la Construcción y Gerencia (ICG).
- Rivera, J. (2021). *Diseño de muro de contención en la calle Quito, entre 9 de octubre e Imbabura, costado derecho de la ciudad de Jipijapa* [Tesis de grado, Universidad Estatal del Sur de Manabí]. Repositorio Digital UNESUM. <http://repositorio.unesum.edu.ec/handle/53000/2955>.
- Rosas, E. (2022). *Análisis cuantitativo del nivel de confianza en la estabilidad de los muros de contención debido a la variabilidad de los parámetros geotécnicos en el diseño del circuito vial Héroes de Jactay de la ciudad de Huánuco* [Tesis de grado, Universidad Nacional Hermilio Valdizán]. Repositorio Institucional UNHEVAL. <https://hdl.handle.net/20.500.13080/7947>.

Skempton, A., y Hutchinson, J. (1969). *Stability of natural slopes and embankment foundations*. Mexico: 7th International Conference on Soil Mechanics and Found.

Suarez, J. (2009). *Deslizamientos: Análisis Geotécnico* (Volumen I). Colombia: Universidad Industrial de Santander.

Valbuena, D. (2021). *Análisis geotécnico de un muro de contención abscisado para el tramo 10 de la vía Cabrera-Boquerón, Cundinamarca, Colombia* [Tesis de grado, Universidad Militar de Nueva Granada]. Repositorio UMNG. <http://hdl.handle.net/10654/44103>.

Zumba, J. (2023). *Análisis de estabilidad del talud en la vía al CRS Turi aplicando ensayos geofísicos* [Tesis de grado, Universidad del Azuay]. Repositorio de Uazuay. <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/13407>

COMO CITAR ESTE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

Bermudez Maccha, R. (2025). *Propuesta de diseño de muros tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2023* [Tesis de pregrado, Universidad de Huánuco]. Repositorio Institucional UDH. <http://...>

ANEXOS

ANEXO 1

MATRIZ DE CONSISTENCIA

Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Metodología	Población y Muestra
<u>Problema General</u>	<u>Objetivo General</u>	<u>Hipótesis General</u>			
✓ ¿De qué manera realizar la propuesta de diseño del muro tipo bandeja, en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024?	✓ Realizar la propuesta de diseño del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.	✓ La propuesta de diseño del muro tipo bandeja Si es una alternativa para los taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.		<u>Enfoque</u> Cuantitativo	<u>Población</u> taludes con presencia de unidades de vivienda adyacentes al circuito vial de la zona de Héroes de Jactay.
<u>Problemas Específicos</u>	<u>Objetivos Específicos</u>	<u>Hipótesis Específicas</u>	<u>Variable 1</u> Taludes con presencia de unidades de vivienda.		
✓ ¿De qué manera verificar la inestabilidad del talud sin la influencia de la propuesta de diseño del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024?	✓ Verificar la inestabilidad del talud sin la influencia de la propuesta de diseño del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.	✓ Mediante el factor de seguridad del talud sin la influencia del muro tipo bandeja Si se puede verificar la inestabilidad de taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.		<u>Alcance</u> Descriptivo	
✓ ¿De qué manera diseñar y evaluar la estabilidad del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024?	✓ Diseñar y evaluar la estabilidad del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024.	✓ Mediante los factores de seguridad de deslizamiento y vuelco del muro Si se puede diseñar y evaluar la estabilidad del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de	<u>Variable 2</u> Propuesta de diseño de muro tipo bandeja.	<u>Diseño</u> No Experimental Transversal - Descriptivo	<u>Muestra</u> <u>No Probabilística</u> talud de 50 metros lineales con presencia de unidades de vivienda adyacente al circuito vial de la zona de Héroes de Jactay

-
- | | | |
|---|---|---|
| ✓ ¿De qué manera evaluar la estabilidad del talud con la influencia de la propuesta de diseño del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024? | ✓ Evaluar la estabilidad del talud con la influencia de la propuesta de diseño del muro tipo bandeja en taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024. | vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024. |
| | ✓ Mediante el factor de seguridad del talud con influencia del muro tipo bandeja Si se puede evaluar la estabilidad de taludes con presencia de unidades de vivienda en la zona Héroes de Jactay, Huánuco 2024. | |
-

ANEXO 2

RESOLUCIÓN DE ASESOR

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Facultad de Ingeniería

RESOLUCIÓN N° 2006-2024-D-FI-UDH

Huánuco, 12 de setiembre de 2024

Visto, el Oficio N° 1377-2024-C-PAIC-FI-UDH presentado por el Coordinador del Programa Académico de Ingeniería Civil y el Expediente N° 508388-0000008496, del Bach. **Rody Juan Luis BERMUDEZ MACCHA**, quien solicita cambio de Asesor de Tesis.

CONSIDERANDO:

Que, de acuerdo a la Nueva Ley Universitaria 30220, Capítulo V, Art 45º inc. 45.2, es procedente su atención, y;

Que, según el Expediente N° 508388-0000008496, presentado por el (la) Bach. **Rody Juan Luis BERMUDEZ MACCHA**, quien solicita cambio de Asesor de Tesis, para desarrollar su trabajo de investigación (Tesis), y;

Que, con Resolución N° 948-2023-D-FI-UDH, de fecha 27 de abril de 2023, en la cual se designa como Asesor de Tesis del Bach. **Rody Juan Luis BERMUDEZ MACCHA** al Mg. Charles Jiammy Alcedo Diaz, quien no tiene vínculo laboral con esta universidad, y;

Que, según lo dispuesto en el Capítulo II, Art. 31 del Reglamento General de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco vigente, es procedente atender lo solicitado, y;

Estando a las atribuciones conferidas al Decano de la Facultad de Ingeniería y con cargo a dar cuenta en el próximo Consejo de Facultad.

SE RESUELVE:

Artículo Primero. - DEJAR SIN EFECTO, la Resolución N° 948-2023-D-FI-UDH, de fecha 27 de abril de 2023.

Artículo Segundo. - DESIGNAR, como nuevo Asesor de Tesis del Bach. **Rody Juan Luis BERMUDEZ MACCHA** al Mg. Reynaldo Favio Suarez Landauro, Docente del Programa Académico de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería.

Artículo Tercero. - El interesado tendrá un plazo máximo de 6 meses para solicitar revisión del Trabajo de Investigación (Tesis). En todo caso deberá de solicitar nuevamente el trámite con el costo económico vigente.

REGÍSTRESE, COMUNÍQUESE Y ARCHÍVESE



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
FACULTAD DE INGENIERÍA
Ing. Ethel Angeli Mendoza Lazaro
RECTOR DOCENTE



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
FACULTAD DE INGENIERÍA
Mg. Bertha Campos Ruiz
DECANA DE INGENIERÍA

ANEXO 3

RESOLUCIÓN DE JURADOS

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Facultad de Ingeniería

RESOLUCIÓN N° 0651-2025-D-FI-UDH

Huánuco, 10 de abril de 2025

Visto, el Oficio N° 0387-2025 -C-PAIC-FI-UDH, presentado por el Coordinador de la del Programa Académico de Ingeniería Civil, quien solicita sustitución a uno de los Jurados Revisores del Informe Final (Presidente) de Trabajo de Investigación (Tesis) intitulada: **"PROPUESTA DE DISEÑO DE MUROS TIPO BANDEJA EN TALUDES CON PRESENCIA DE UNIDADES DE VIVIENDA EN LA ZONA HEROES DE JACTAY, HUÁNUCO 2023"**, presentado por el (la) Bach. **Rody Juan Luis BERMUDEZ MACCHA**.

CONSIDERANDO:

Que, de acuerdo al Art. N° 38 y 39 del Reglamento General de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco, es necesaria la revisión del Trabajo de Investigación (Tesis) por la Comisión de Grados y Títulos del Programa Académico de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, de la Universidad de Huánuco; y,

Que, con Resolución N° 2216-2024-D-FI-UDH, se nombró a los Miembros de Jurados Revisores que evaluarán el Informe Final del Trabajo de Investigación (Tesis) antes mencionado, conformado por el siguiente docente Dr. Johnny Prudencio Jacha Rojas (Presidente), quien no dispone de tiempo para dicha revisión; y,

Que, para tal efecto es necesario nombrar al jurado Revisor y/o evaluador, compuesta por tres miembros docentes de la Especialidad, por lo que, en reemplazo del Dr. Johnny Prudencio Jacha Rojas, se designa al Mg. Percy Mello Davila Herrera, y;

Estando a las atribuciones conferidas a la Decana (e) de la Facultad de Ingeniería y con cargo a dar cuenta en el próximo Consejo de Facultad.

SE RESUELVE:

Artículo Primero. - **DEJAR SIN EFECTO**, la Resolución N° 2216-2024-D-FI-UDH de fecha 10 de octubre de 2024, en todas sus partes.

Artículo Segundo. - **NOMBRAR**, al Jurado Revisor que evaluará el informe final del Trabajo de Investigación (Tesis) intitulada: **"PROPUESTA DE DISEÑO DE MUROS TIPO BANDEJA EN TALUDES CON PRESENCIA DE UNIDADES DE VIVIENDA EN LA ZONA HEROES DE JACTAY, HUÁNUCO 2023"**, presentado por el (la) Bach. **Rody Juan Luis BERMUDEZ MACCHA**, del Programa Académico de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, conformado por los siguientes docentes:

- | | |
|--|------------|
| ➤ Mg. Yenerit Pamela Malpartida Valderrama | PRESIDENTE |
| ➤ Mg. Charly Fernando Rodríguez Ponce | SECRETARIO |
| ➤ Mg. Percy Mello Davila Herrera | VOCAL |

Artículo Tercero. - Los miembros del Jurado Revisor tienen un plazo de siete (07) días hábiles como máximo, para emitir el informe y opinión acerca del Informe Final del Trabajo de Investigación (Tesis).

REGISTRESE, COMUNIQUESE Y ARCHIVESE



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
Facultad de Ingeniería
[Firma]
Ing. Ethel Juana Mazono Lazo
SECRETARIA DOCENTE



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
Facultad de Ingeniería
[Firma]
Mg. Bertha Campos Ruiz
DECANA RUC: 10124140100

ANEXO 4
CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN DE
ESTACIÓN TOTAL

Leica Geosystems

Certificado de Calibración Blue

El Certificado de Calibración "Blue" sin valores de medición, emitido por un Servicio Técnico Autorizado.

Producto:	TS07+ 5"R500	N° de Certificado:	3338209-07112023
N° Artículo:	868851	Fecha de inspección:	6 de Mayo del 2024
N° de Serie:	3338209	N° de Orden:	92521
N° de Equipo:	-	N° de Pedido:	92915
Emitido por:	Servicio Técnico Autorizado Geodesia y Topografía Av Tomas marsano 2388 - Miraflores Lima -Peru	Solicitado por:	Geodesia y Topografía S.A.C.
Cliente:	RODY JUAN LUIS BERMÚDEZ MACCHA		

Conformidad

El Certificado de Calibración Blue sin valores de medición, emitido por un Servicio Técnico Autorizado, corresponde con la declaración de conformidad de acuerdo con

El Certificado de Calibración Blue sin valores de medición, emitido por un Servicio Técnico Autorizado, corresponde

Certificado

Por la presente, certificamos que el producto descrito ha sido testeado y cumple con las especificaciones del producto. El equipo patrón utilizado para el test tiene trazabilidad con los estándares nacionales o con procedimientos reconocidos. Así lo establece nuestro Sistema de Calidad, auditado y certificado ISO 9001.



Geodesia y Topografía S.A.C.

Ing. Jorge Camacho Delgado
Coordinador de Servicio Técnico

2 de Abril del 2024

John Sanabria Muñoz
Servicio Técnico

N° de Certificado 3338209-02042024
N° Art. 5003367

Este Certificado no puede ser reproducido parcialmente ni en su totalidad,
sin previa aprobación escrita de la entidad emisora.
Página 1/1

Geodesia y Topografía S.A.C.
Av. Tomás Marsano 2388
Miraflores - Lima
+51 1 268 4011
Perú

www.leica-geosystems.com

ANEXO 5

ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS

(Mediante los Instrumentos de Recolección de Datos)

ENSAYO GRANULOMETRICO

TESIS:	PROPUESTA DE DISEÑO DE MUROS TIPO BANDEJA EN TALUDES CON PRESENCIA DE UNIDADES DE VIVIENDA EN LA ZONA HÉROES DE JACTAY, HUÁNUCO 2024
TESISTA:	BACH. RODY JUAN LUIS BERMÚDEZ MACCHA
FECHA:	MAYO DEL 2024.

1.- Referencia:

ASTM D - 422, Standard Test Method for Particle - Size Analysis of Soils.

AASHTO T - 88, Standard Method of Test Particle Size Analysis os Soils.

NTP 339.128, Metodo de prueba estandar para el análisis de las particulas de suelo.

[Firma]
 RESPONSABLE TÉCNICO
 UNICONCRET

2.- Objetivo:

Determinar las proporciones relativas de los diferentes tamaños de grano presentes en una masa de suelo.

3.- Materiales:

Tamices ASTM E-11, Balanza digital, Horno, Taras.

[Firma]
 JEFE DE LABORATORIO
 UNICONCRET

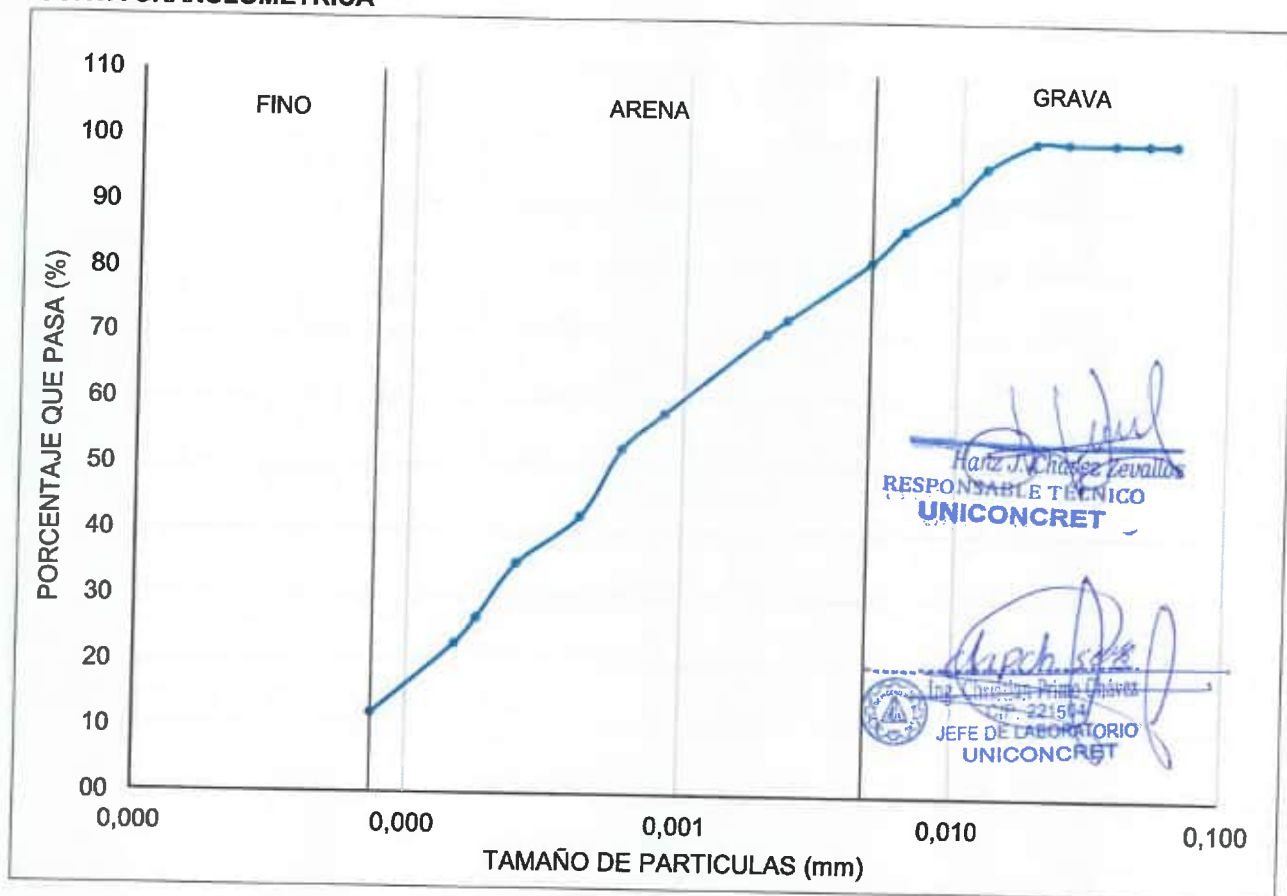
4.- Muestras:

Calicata	C01	Estrato	E01
Muestra	ALTERADA	Ubicación	Talud
Coordenadas UTM	362898.000 E	8902674.000 N	2067.00 msnm

5.- Granulometria:

TIPO SUELO	TAMIZ		PESO (gr) Retenido	%	PESO ACUMULADO (gr)		% ACUMULADO		% SUELO
	Pulg.	mm.			Retenido	Pasa	Retenido	Pasa	
GRAVA	2_1/2"	63,000	0,0	0,0	0,0	2049,1	0,0	100,0	18,5
	2"	50,000	0,0	0,0	0,0	2049,1	0,0	100,0	
	1_1/2"	37,500	0,0	0,0	0,0	2049,1	0,0	100,0	
	1"	25,000	0,0	0,0	0,0	2049,1	0,0	100,0	
	3/4"	19,000	0,0	0,0	0,0	2049,1	0,0	100,0	
	1/2"	12,500	80,4	3,9	80,4	1968,7	3,9	96,1	
	3/8"	9,500	98,6	4,8	179,0	1870,1	8,7	91,3	
	1/4"	6,300	99,1	4,8	278,1	1771,0	13,6	86,4	
	# 4	4,750	100,5	4,9	378,6	1670,5	18,5	81,5	
ARENA	# 8	2,360	180,9	8,8	559,5	1489,6	27,3	72,7	69,4
	# 10	2,000	45,7	2,2	605,2	1443,9	29,5	70,5	
	# 20	0,850	252,4	12,3	857,6	1191,5	41,9	58,1	
	# 30	0,600	111,6	5,4	969,2	1079,9	47,3	52,7	
	# 40	0,425	211,6	10,3	1180,8	868,3	57,6	42,4	
	# 60	0,250	148,4	7,2	1329,2	719,9	64,9	35,1	
	# 80	0,180	170,2	8,3	1499,4	549,7	73,2	26,8	
	# 100	0,150	81,5	4,0	1580,9	468,2	77,2	22,8	
	# 200	0,075	220,2	10,7	1801,1	248,0	87,9	12,1	
FINO	Cazoleta		248,0	12,1	2049,1	0,0	100,0	0,0	12,1
PESO TOTAL DE MUESTRA (gr)			2049,1						100,0

5.- CURVA GRANULOMETRICA



6.- Resultados:

0,15	10,6
0,075	1,6
mm	% Pasa
D10 =	0,145

0,425	30,1
0,25	23,7
mm	% Pasa
D30 =	0,422

4,75	67,4
2,36	56,9
mm	% Pasa
D60 =	3,066

Cu =	21,1
Cc =	0,4
GRAVAS (%)	18,5
ARENAS (%)	69,4
FINOS (%)	12,1
MATERIAL PREDOMINANTE	ARENA

ENSAYO DE PLASTICIDAD

TESIS:	PROPUESTA DE DISEÑO DE MUROS TIPO BANDEJA EN TALUDES CON PRESENCIA DE UNIDADES DE VIVIENDA EN LA ZONA HÉROES DE JACTAY, HUÁNUCO 2024
TESISTA:	BACH. RODY JUAN LUIS BERMÚDEZ MACCHA
FECHA:	MAYO DEL 2024.

1.- Referencia:

ASTM D - 4318, Standard Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.

AASHTO T - 89, Standard Method of Test for Determining the Liquid Limit of Soils.

AASHTO T - 90, Standard Method of Test for Determining the Plastic Limit and Plasticity Index of Soils.

NTP 339.129, Metodo de prueba estandar para limite liquido, plastico, e indice de plasticidad.

2.- Objetivo:

Determinar los limites de Atterberg en los suelos.

3.- Materiales:

Tamiz Nro 4 ASTM E-11, Balanza digital, Horno, Vidrio templado de superficie lisa, Agua destilada, Taras.

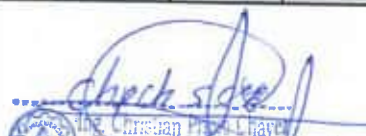
4.- Muestras:

Calicata	C01	Estrato	E01
Muestra	ALTERADA	Ubicación	corona de talud
Coordenadas UTM	362898.000 E	8902674.000 N	2067.00 msnm

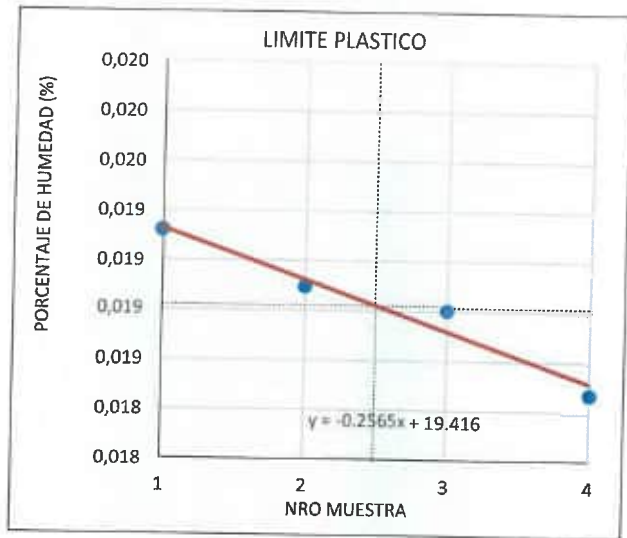
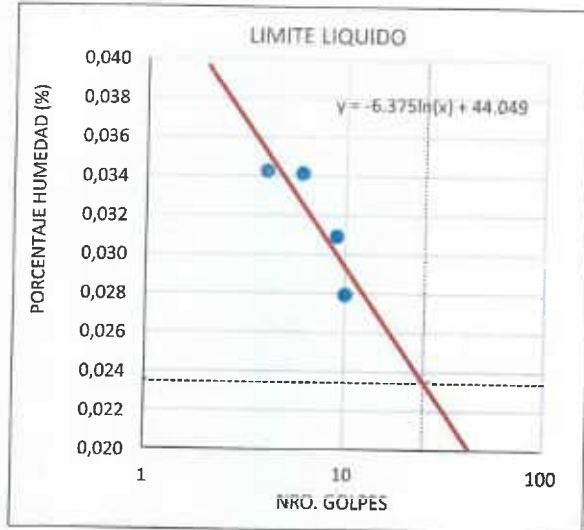
5.- Calculo de los Limites:

ENSAYO DE PLASTICIDAD	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO			
NRO DE ENSAYOS	M1	M2	M3	M4	M1	M2	M3	M4
PESO SUELO HUMEDO + TARA (gr)	60,4	53,4	43,8	51,4	34,1	31,1	33,4	31,8
PESO SUELO SECO + TARA (gr)	51,8	46,4	39,1	45,9	33,2	30,1	32,5	30,7
PESO DEL AGUA CONTENIDA (gr)	8,6	7,0	4,7	5,5	0,9	1,0	0,9	1,1
PESO TARA (gr)	26,7	25,9	23,9	26,2	28,5	24,8	27,7	24,7
PESO SUELO SECO (gr)	25,1	20,5	15,2	19,7	4,7	5,3	4,8	6,0
% DE HUMEDAD	34,263	34,146	30,921	27,919	19,149	18,868	18,750	18,333
NRO DE GOLPES	4	6	9	10				


 Hertz J. Chavez Lavallos
 RESPONSABLE TÉCNICO
 UNICONCRET


 JEFE DE LABORATORIO
 UNICONCRET

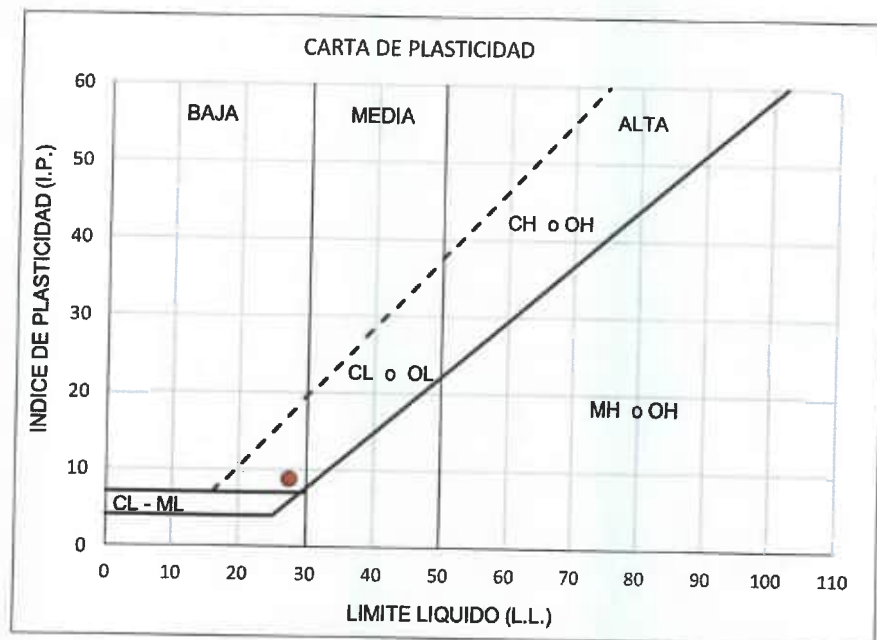
5.- Resultados:



L.L. (%)	27,525
L.P. (%)	18,775

I.P. (%)	8,750
----------	-------

CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD
-----------	---




Ing. Carlos Pineda Chávez
CIP: 22450
JEFE DE LABORATORIO
UNICONCRET


Hans J. Chavez Zevallos
RESPONSABLE TÉCNICO
UNICONCRET

CLASIFICACION SUCS	
TESIS:	PROPUESTA DE DISEÑO DE MUROS TIPO BANDEJA EN TALUDES CON PRESENCIA DE UNIDADES DE VIVIENDA EN LA ZONA HÉROES DE JACTAY, HUÁNUCO 2024
TESISTA:	BACH. RODY JUAN LUIS BERMÚDEZ MACCHA
FECHA:	MAYO DEL 2024.

1.- Referencia:

ASTM D - 2487, Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes USCS
 AASHTO T - 145, Standard Specification of Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purpose
 NTP 339.134, Metodo para la clasificacion de suelos con propositos de ingenieria SUCS

2.- Objetivo:

Determinar las proporciones relativas de los diferentes tamaños de grano presentes en una masa de suelo.

3.- Materiales:

Tabla de clasificacion SUCS y Carta de plasticidad SUCS

[Firma]
 HONORABLE J. C. ZEPALLOS
 RESPONSABLE TÉCNICO
 UNICONCRET

4.- Muestras:

Calicata	C01	Estrato	E01
Muestra	ALTERADA,	Ubicación	Talud
Coordenadas UTM	362898.000 E	8902674.000 N	2067.00 msnm

5.- Clasificación

TIPO	TAMIZ		% CUMULADO		% SUELO	SUCS
	Pulg.	mm.	Retenido	Pasa		
GRAVA	# 4	4.750	18.5	81.5	18.5	RETENIDO # 200 > 50 %
ARENA	# 200	0.075	98.4	12.1	69.4	PASA # 4 > 50%
FINO	Cazoleta		100.0	0.0	12.1	FINOS > 12 %

COEFICIENTE	VALOR	SUCS
Cu	21.1	Cu > 6
Cc	0.4	Cc < 1

LIMITES	HUMEDAD	SUCS
LL (%)	27.525	LL > 0,075
IP (%)	8.750	IP > 7

[Firma]
 Ing. Christian Pineda Chávez
 JEFE DE LABORATORIO
 UNICONCRET

6.- Resultados

CLASIFICACION	DETALLE
SC	ARENA ARCILLOSA

Nota : Con arcilla de baja plasticidad (CL)

ENSAYO DE PESO ESPECIFICO

TESIS:	PROPUESTA DE DISEÑO DE MUROS TIPO BANDEJA EN TALUDES CON PRESENCIA DE UNIDADES DE VIVIENDA EN LA ZONA HÉROES DE JACTAY, HUÁNUCO 2024
TESISTA:	BACH. RODY JUAN LUIS BERMÚDEZ MACCHA
FECHA:	MAYO DEL 2024.

1.- Referencia:

ASTM D - 854, Standard Test Method for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer.

AASHTO T - 100, Estándar Method of Test for Specific Gravity of Soils.

NTP 339.131, Metodo de ensayo para determinar el peso especifico.

2.- Objetivo:

Determinar el peso especifico de la masa de suelo.

3.- Materiales:

Tamiz Nro 4, Picnometro 500 ml, Balanza digital, Termometro, Agua destilada, Taras.

4.- Muestras:

Calicata	C02	Estrato	E01
Muestra	INALTERADA	Ubicación	Talud
Coordenadas UTM	362898.000 E	8902674.000 N	2067.00 msnm

5.- Calculos:

CALCULO DE LA DENSIDAD DEL SUELO	M1
PESO SUELO HUMEDO NATURAL (gr)	100
PESO FIOLA DE 500 ml (gr)	142,5
PESO FIOLA DE 500 ml + AGUA (gr)	639
PESO DEL AGUA (gr)	496,5
PESO FIOLA DE 500 ml + AGUA MEZCLADA CON EL SUELO HUMEDO NATURAL	701,6
PESO AGUA MEZCLADA CON EL SUELO HUMEDO NATURAL(gr)	559,1
TEMPERATURA DEL AGUA (°C)	27,4
DENSIDAD DE AGUA A TEMPERATURA 27.4 °C (gr/cm3)	0,996
DENSIDAD DEL SUELO NATURAL (gr/cm3)	2,664

6.- Resultado:

DENSIDAD DEL SUELO NATURAL (kg/m3)	2664,198
GRAVEDAD LOCAL (m/seg2)	9,775
PESO ESPECIFICO (kN/m3)	26,043


 Ing. Christian Pineda Chavez
 CIP 221504
 JEFE DE LABORATORIO
 UNICONCRET

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

TESIS:	PROPUESTA DE DISEÑO DE MUROS TIPO BANDEJA EN TALUDES CON PRESENCIA DE UNIDADES DE VIVIENDA EN LA ZONA HÉROES DE JACTAY, HUÁNUCO 2024
TESISTA:	BACH. RODY JUAN LUIS BERMÚDEZ MACCHA
FECHA:	MAYO DEL 2024.

1.- Referencia:

ASTM D - 3080, Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.
 AASHTO T - 236, Standard Method for Direct Shear Test of Soils.
 NTP 339.171, Corte directo de suelos bajo condiciones consolidadas drenadas.

2.- Objetivo:

Determinar los el contenido de humedad de masas de suelo.

3.- Materiales:

Tamiz Nro 4, Picnometro 500 ml, Balanza digital, Termometro, Agua destilada, Taras.


 Hanz J. Chavez Zevallos
 RESPONSABLE TÉCNICO
 UNICONCRET

4.- Muestras de suelo:

Calicata	C01	Estrato	E01
Muestra	ALTERADA	Ubicación	Talud
Coordenadas UTM	362898.000 E	8902674.000 N	2067.00 msnm

5.- Detalle Muestras de Ensayo

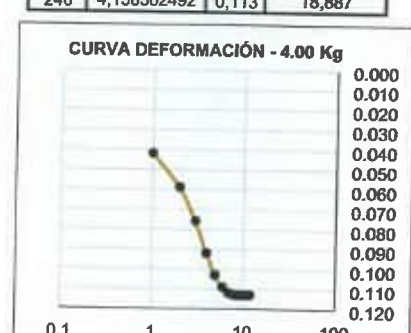
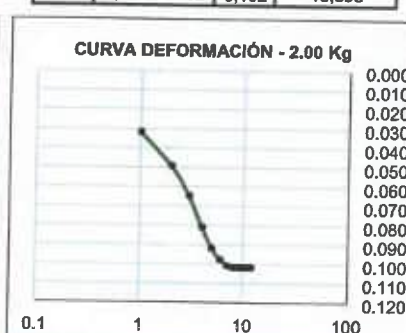
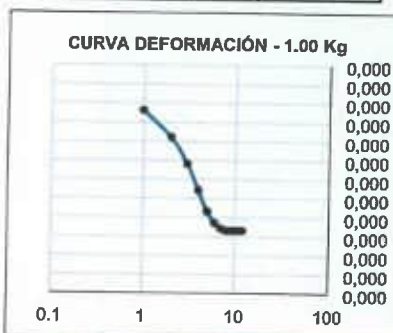
MUESTRAS	LADO (cm)	ALTURA (cm)	AREA (cm ²)	VOLUMEN (cm ³)
M1	6,00	2,00	36,00	72,00
M2	6,00	2,00	36,00	72,00
M3	6,00	2,00	36,00	72,00

6.- Consolidacion de Muestras:

CONSOLIDACION CON 1 kg. M1			
ty (min)	Log.ty (Seg)	dy (mm)	h (mm)
0			19,000
0,1	0,77815125	0,024	18,976
0,25	1,176091259	0,038	18,962
0,5	1,477121255	0,052	18,948
1	1,77815125	0,066	18,934
2	2,079181246	0,077	18,923
4	2,380211242	0,083	18,917
8	2,681241237	0,086	18,914
15	2,954242509	0,087	18,913
30	3,255272505	0,087	18,913
60	3,556302501	0,087	18,913
120	3,857332496	0,087	18,913
240	4,158362492	0,087	18,913

CONSOLIDACION CON 2 kg. M2			
ty (min)	Log.ty (Seg)	dy (mm)	h (mm)
0			19,000
0,1	0,77815125	0,032	18,968
0,25	1,176091259	0,050	18,951
0,5	1,477121255	0,065	18,935
1	1,77815125	0,081	18,919
2	2,079181246	0,092	18,908
4	2,380211242	0,098	18,902
8	2,681241237	0,101	18,899
15	2,954242509	0,102	18,898
30	3,255272505	0,102	18,898
60	3,556302501	0,102	18,898
120	3,857332496	0,102	18,898
240	4,158362492	0,102	18,898

CONSOLIDACION CON 4 kg. M3			
ty (min)	Log.ty (Seg)	dy (mm)	h (mm)
0			19,000
0,1	0,77815125	0,042	18,958
0,25	1,176091259	0,059	18,941
0,5	1,477121255	0,076	18,924
1	1,77815125	0,092	18,908
2	2,079181246	0,103	18,897
4	2,380211242	0,109	18,891
8	2,681241237	0,112	18,888
15	2,954242509	0,113	18,887
30	3,255272505	0,113	18,887
60	3,556302501	0,113	18,887
120	3,857332496	0,113	18,887
240	4,158362492	0,113	18,887



d.f = 0.1 x L (mm)	6,00
t.50 (min)	0,32367
t.f = 50 x t.50 (min)	16,1835
V.c. = d.f / t.f (mm/min)	0.370747984

d.f = 0.1 x L (mm)	6,00
t.50 (min)	0,26384
t.f = 50 x t.50 (min)	13,192
V.c. = d.f / t.f (mm/min)	0.454821104

d.f = 0.1 x L (mm)	6,00
t.50 (min)	0,2143
t.f = 50 x t.50 (min)	10,715
V.c. = d.f / t.f (mm/min)	0.559962669

7.- Corte de las Muestras:

GRAVED. (n/seg ²)	9,775	COEF_REGRES_A =	0,00689455	kN	COEF_REGRES_B =	0,00391074	kN
FUERZA DE CORTE =		(DIAL_CORTE x COEF_REGRES_B) + COEF_REGRES_A					

M1							M2							M3						
DIAL DEF. (mm)	DIAL CORRT (mm)	AREA CORRIG. (m2)	FZA. CORRT (N)	FZA. NORM. (N)	ESFZ. CORRT (N/mm2)	ESFZ. NOR. (N/mm2)	DIAL DEF. (mm)	DIAL CORRT (mm)	AREA CORRIG. (m2)	FZA. CORRT (N)	FZA. NOR. (N)	ESFZ. CORRT (N/mm2)	ESFZ. NOR. (N/mm2)	DIAL DEF. (mm)	DIAL CORRT (mm)	AREA CORRIG. (m2)	FZA. CORRT (N)	FZA. NOR. (N)	ESFZ. CORRT (N/mm2)	ESFZ. NOR. (N/mm2)
0,000	0,000	0,004	0,0000	0,1075	0,000	29,868	0,000	0,000	0,004	0,0000	0,2151	0,000	59,736	0,000	0,000	0,004	0,0000	0,4301	0,000	119,472
0,250	6,300	0,004	0,0315	0,1075	8,786	29,993	0,250	11,100	0,004	0,0503	0,2151	14,032	59,986	0,250	16,500	0,004	0,0714	0,4301	19,922	119,972
0,500	9,000	0,004	0,0421	0,1075	11,790	30,119	0,500	14,000	0,004	0,0616	0,2151	17,267	60,238	0,500	18,500	0,004	0,0792	0,4301	22,197	120,476
0,750	11,000	0,004	0,0499	0,1075	14,040	30,246	0,750	15,400	0,004	0,0671	0,2151	18,880	60,492	0,750	21,600	0,004	0,0914	0,4301	25,701	120,985
1,000	13,500	0,004	0,0597	0,1075	16,861	30,374	1,000	16,500	0,004	0,0714	0,2151	20,176	60,749	1,000	23,200	0,004	0,0976	0,4301	27,577	121,497
1,250	14,600	0,004	0,0640	0,1075	18,154	30,504	1,250	16,700	0,004	0,0722	0,2151	20,483	61,007	1,250	25,100	0,004	0,1051	0,4301	29,803	122,014
1,500	15,600	0,004	0,0679	0,1075	19,345	30,634	1,500	17,800	0,004	0,0765	0,2151	21,797	61,268	1,500	26,700	0,004	0,1113	0,4301	31,713	122,536
1,750	15,800	0,003	0,0687	0,1075	19,652	30,765	1,750	18,400	0,003	0,0789	0,2151	22,561	61,531	1,750	27,600	0,003	0,1148	0,4301	32,856	123,062
2,000	16,200	0,003	0,0702	0,1075	20,186	30,898	2,000	19,100	0,003	0,0816	0,2151	23,445	61,796	2,000	28,600	0,003	0,1187	0,4301	34,121	123,592
2,250	16,900	0,003	0,0730	0,1075	21,064	31,032	2,250	20,000	0,003	0,0851	0,2151	24,563	62,064	2,250	29,000	0,003	0,1203	0,4301	34,720	124,127
2,500	17,800	0,003	0,0765	0,1075	22,176	31,167	2,500	21,000	0,003	0,0890	0,2151	25,803	62,333	2,500	31,500	0,003	0,1301	0,4301	37,705	124,667
2,750	18,200	0,003	0,0781	0,1075	22,728	31,303	2,750	21,600	0,003	0,0914	0,2151	26,599	62,606	2,750	32,400	0,003	0,1336	0,4301	38,894	125,211
3,000	18,500	0,003	0,0792	0,1075	23,171	31,440	3,000	22,300	0,003	0,0941	0,2151	27,516	62,880	3,000	33,400	0,003	0,1375	0,4301	40,209	125,760
3,250	19,900	0,003	0,0847	0,1075	24,881	31,579	3,250	22,800	0,003	0,0961	0,2151	28,211	63,157	3,250	34,200	0,003	0,1406	0,4301	41,305	126,314
3,500	20,000	0,003	0,0851	0,1075	25,106	31,718	3,500	23,400	0,003	0,0984	0,2151	29,028	63,437	3,500	35,100	0,003	0,1442	0,4301	42,526	126,873
3,750	20,500	0,003	0,0871	0,1075	25,797	31,859	3,750	23,900	0,003	0,1004	0,2151	29,737	63,719	3,750	35,800	0,003	0,1469	0,4301	43,526	127,437
4,000	20,700	0,003	0,0878	0,1075	26,145	32,002	4,000	24,500	0,003	0,1027	0,2151	30,568	64,003	4,000	37,700	0,003	0,1543	0,4301	45,931	128,006
4,250	20,900	0,003	0,0886	0,1075	26,496	32,145	4,250	25,200	0,003	0,1054	0,2151	31,523	64,290	4,250	38,800	0,003	0,1586	0,4301	47,423	128,580
4,500	20,900	0,003	0,0886	0,1075	26,615	32,290	4,500	25,800	0,003	0,1078	0,2151	32,370	64,580	4,500	39,800	0,003	0,1625	0,4301	48,811	129,159
4,750	21,000	0,003	0,0890	0,1075	26,854	32,436	4,750	26,700	0,003	0,1113	0,2151	33,578	64,872	4,750	40,300	0,003	0,1645	0,4301	49,622	129,744
5,000	21,100	0,003	0,0894	0,1075	27,094	32,583	5,000	26,500	0,003	0,1105	0,2151	33,494	65,167	5,000	40,700	0,003	0,1661	0,4301	50,322	130,334
5,250	21,300	0,003	0,0902	0,1075	27,456	32,732	5,250	26,800	0,003	0,1117	0,2151	34,004	65,464	5,250	40,200	0,003	0,1641	0,4301	49,956	130,929
5,500	21,600	0,003	0,0914	0,1075	27,941	32,882	5,500	26,900	0,003	0,1121	0,2151	34,279	65,765	5,500	40,000	0,003	0,1633	0,4301	49,946	131,529
5,750	21,700	0,003	0,0918	0,1075	28,190	33,034	5,750	26,600	0,003	0,1109	0,2151	34,077	66,068	5,750	39,800	0,003	0,1625	0,4301	49,936	132,135
6,000	21,800	0,003	0,0921	0,1075	28,441	33,187	6,000	26,500	0,003	0,1105	0,2151	34,114	66,374	5,750	39,800	0,003	0,1625	0,4301	49,936	132,135
6,250	21,500	0,003	0,0910	0,1075	28,209	33,341	6,250	26,400	0,003	0,1101	0,2151	34,151	66,682	5,750	39,800	0,003	0,1625	0,4301	49,936	132,135
6,500	21,400	0,003	0,0906	0,1075	28,219	33,497	6,250	26,400	0,003	0,1101	0,2151	34,151	66,682	5,750	39,800	0,003	0,1625	0,4301	49,936	132,135
6,750	21,700	0,003	0,0918	0,1075	28,719	33,654	6,250	26,400	0,003	0,1101	0,2151	34,151	66,682	5,750	39,800	0,003	0,1625	0,4301	49,936	132,135
7,000	20,600	0,003	0,0875	0,1075	27,502	33,813	6,250	26,400	0,003	0,1101	0,2151	34,151	66,682	5,750	39,800	0,003	0,1625	0,4301	49,936	132,135
7,000	20,600	0,003	0,0875	0,1075	27,502	33,813	6,250	26,400	0,003	0,1101	0,2151	34,151	66,682	5,750	39,800	0,003	0,1625	0,4301	49,936	132,135
7,000	20,600	0,003	0,0875	0,1075	27,502	33,813	6,250	26,400	0,003	0,1101	0,2151	34,151	66,682	5,750	39,800	0,003	0,1625	0,4301	49,936	132,135

Av. Tupac Amaru N° 930 Urb. Paucarhamba - Amarilis - Huánuco

910 007 624

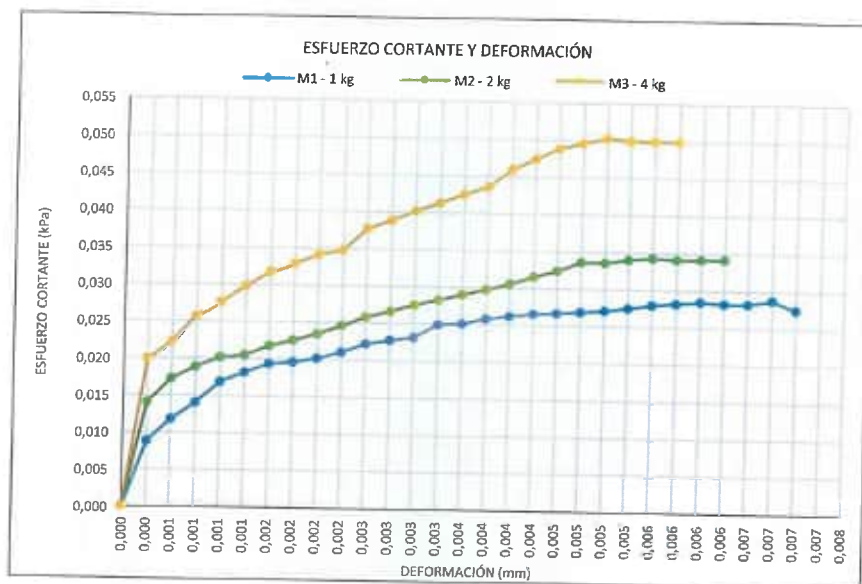
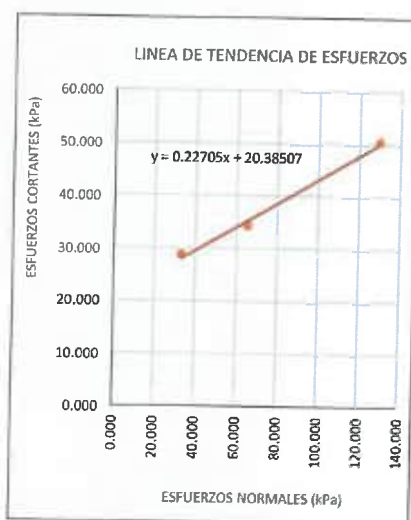
uniconcret@unidosenconcreto.com

 RESPONSABLE TÉCNICO
 UNICONCRET

 JEFE DE LABORATORIO
 UNICONCRET

8.- Resultados:

ESFUERZOS CORTANTES MAX		
MUESTRA	T (N/m ²)	τ (kN/m ²)
M1	28,719	33,654
M2	34,279	65,765
M3	50,322	130,334



COHESION (kPa)	9,385
ANGULO DE FRICCIÓN (°)	12,792

Hanz J. Chavez Zuñillos
 RESPONSABLE TÉCNICO
 UNICONCRET

Ing. Christian Primo Chávez
 C.I.E. 234504
 JEFE DE LABORATORIO
 UNICONCRET

ANEXO 6

**INFORME DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD
DEL TALUD SIN MURO**

SLOPE STABILITY ANALYSIS WITHOUT WALL 1+760

Input data

Settings

Standard - safety factors

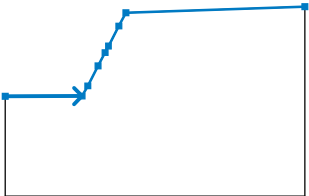
Stability analysis

Earthquake analysis : Standard

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors		
Permanent design situation		
Safety factor :	SF _s =	1.50 [-]

Interface

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0.00	5.00	3.85	5.01	4.13	5.52
		4.65	6.52	5.00	7.19	5.17	7.52
		5.69	8.52	6.04	9.18	15.00	9.49

Soil parameters - effective stress state

No.	Name	Pattern	Φ _{ef} [°]	C _{ef} [kPa]	γ [kN/m³]
1	SUELO TALUD		12.79	9.39	26.04

Soil parameters - uplift

No.	Name	Pattern	γ _{sat} [kN/m³]	γ _s [kN/m³]	n [-]
1	SUELO TALUD		26.04		

Soil parameters

SUELO TALUD

Unit weight : γ = 26.04 kN/m³

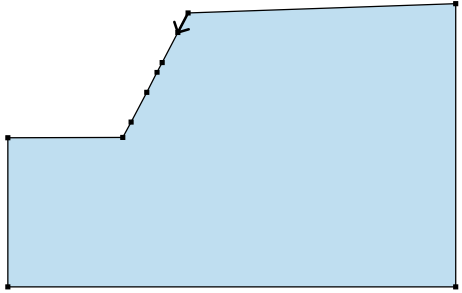
Stress-state : effective

Angle of internal friction : Φ_{ef} = 12.79 °

Cohesion of soil : C_{ef} = 9.39 kPa

Saturated unit weight : γ_{sat} = 26.04 kN/m³

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		6.04	9.18	5.69	8.52	SUELO TALUD 
		5.17	7.52	5.00	7.19	
		4.65	6.52	4.13	5.52	
		3.85	5.01	0.00	5.00	
		0.00	0.00	15.00	0.00	
		15.00	9.49			

Water

Water type : No water

Tensile crack

Tensile crack not input.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Results (Stage of construction 1)

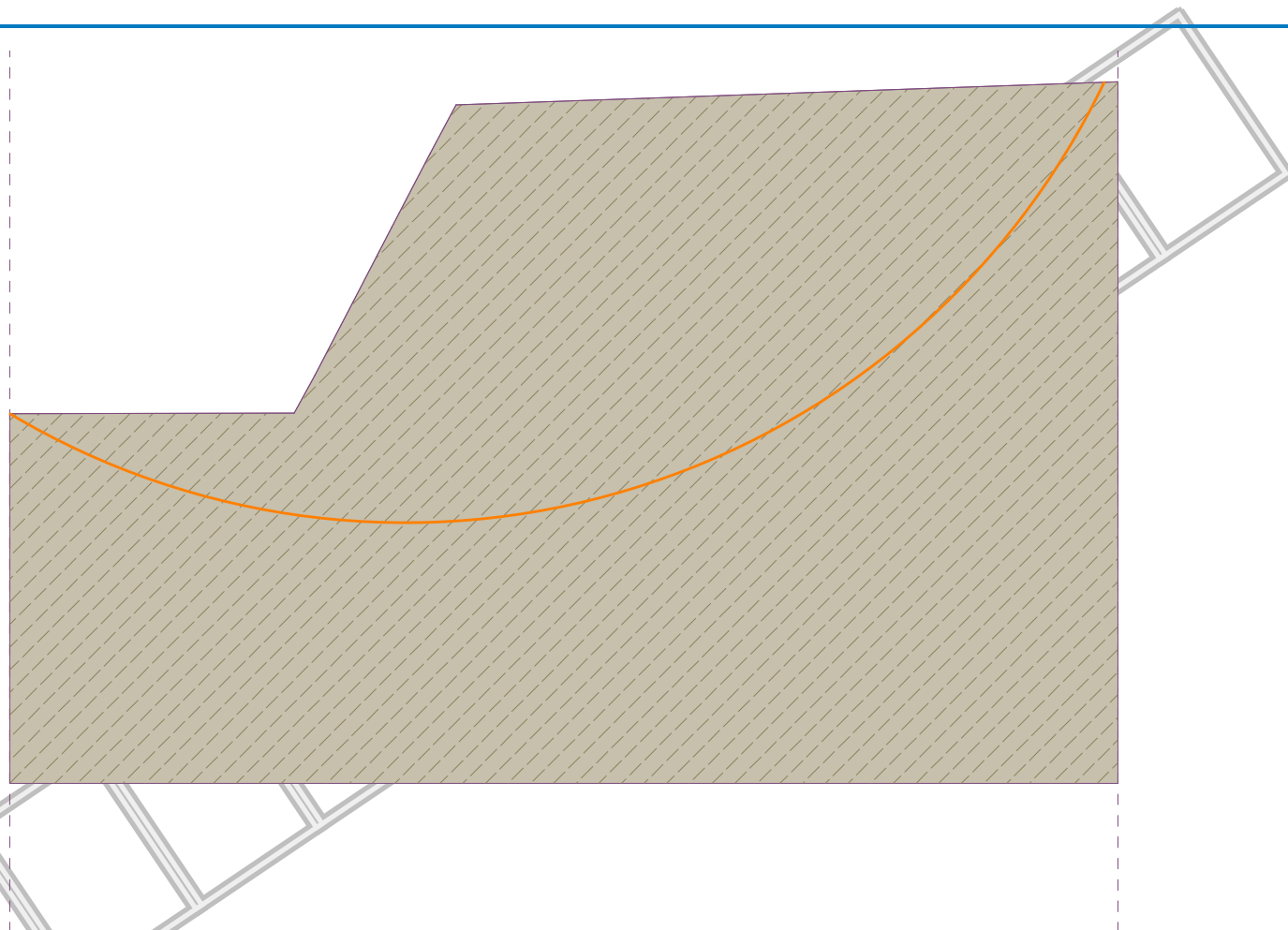
Analysis 1

Circular slip surface

Slip surface parameters					
Center :	x =	5.36 [m]	Angles :	α_1 =	-30.70 [°]
	z =	14.01 [m]		α_2 =	64.40 [°]
Radius :	R =	10.48 [m]			
Analysis of the slip surface without optimization.					

Slope stability verification (all methods)

Bishop : FS = 1.33 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**
 Fellenius / Petterson : FS = 1.24 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**
 Spencer : FS = 1.32 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**
 Janbu : FS = 1.32 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**
 Morgenstern-Price : FS = 1.32 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**



Analysis of the slip surface without optimization.

Slope stability verification (all methods)

Bishop :	$FS = 1.33 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Fellenius / Petterson :	$FS = 1.24 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Spencer :	$FS = 1.32 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Janbu :	$FS = 1.32 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Morgenstern-Price :	$FS = 1.32 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE

SLOPE STABILITY ANALYSIS WITHOUT WALL 1+770

Input data

Settings

Standard - safety factors

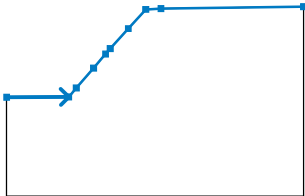
Stability analysis

Earthquake analysis : Standard

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors		
Permanent design situation		
Safety factor :	SF _s =	1.50 [-]

Interface

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0.00	5.00	3.14	5.02	3.52	5.47
		4.39	6.47	5.00	7.18	5.24	7.46
		6.15	8.47	7.03	9.44	7.80	9.48
		15.00	9.58				

Soil parameters - effective stress state

No.	Name	Pattern	Φ _{ef} [°]	C _{ef} [kPa]	γ [kN/m³]
1	SUELO SP TALUD		12.79	9.39	26.04

Soil parameters - uplift

No.	Name	Pattern	γ _{sat} [kN/m³]	γ _s [kN/m³]	n [-]
1	SUELO SP TALUD		26.04		

Soil parameters

SUELO SP TALUD

Unit weight : γ = 26.04 kN/m³

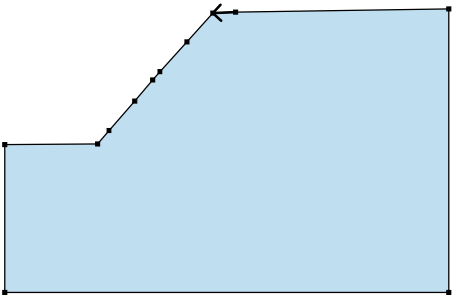
Stress-state : effective

Angle of internal friction : Φ_{ef} = 12.79 °

Cohesion of soil : C_{ef} = 9.39 kPa

Saturated unit weight : γ_{sat} = 26.04 kN/m³

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		7.80	9.48	7.03	9.44	SUELO SP TALUD
		6.15	8.47	5.24	7.46	
		5.00	7.18	4.39	6.47	
		3.52	5.47	3.14	5.02	
		0.00	5.00	0.00	0.00	
		15.00	0.00	15.00	9.58	

Water

Water type : No water

Tensile crack

Tensile crack not input.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Results (Stage of construction 1)

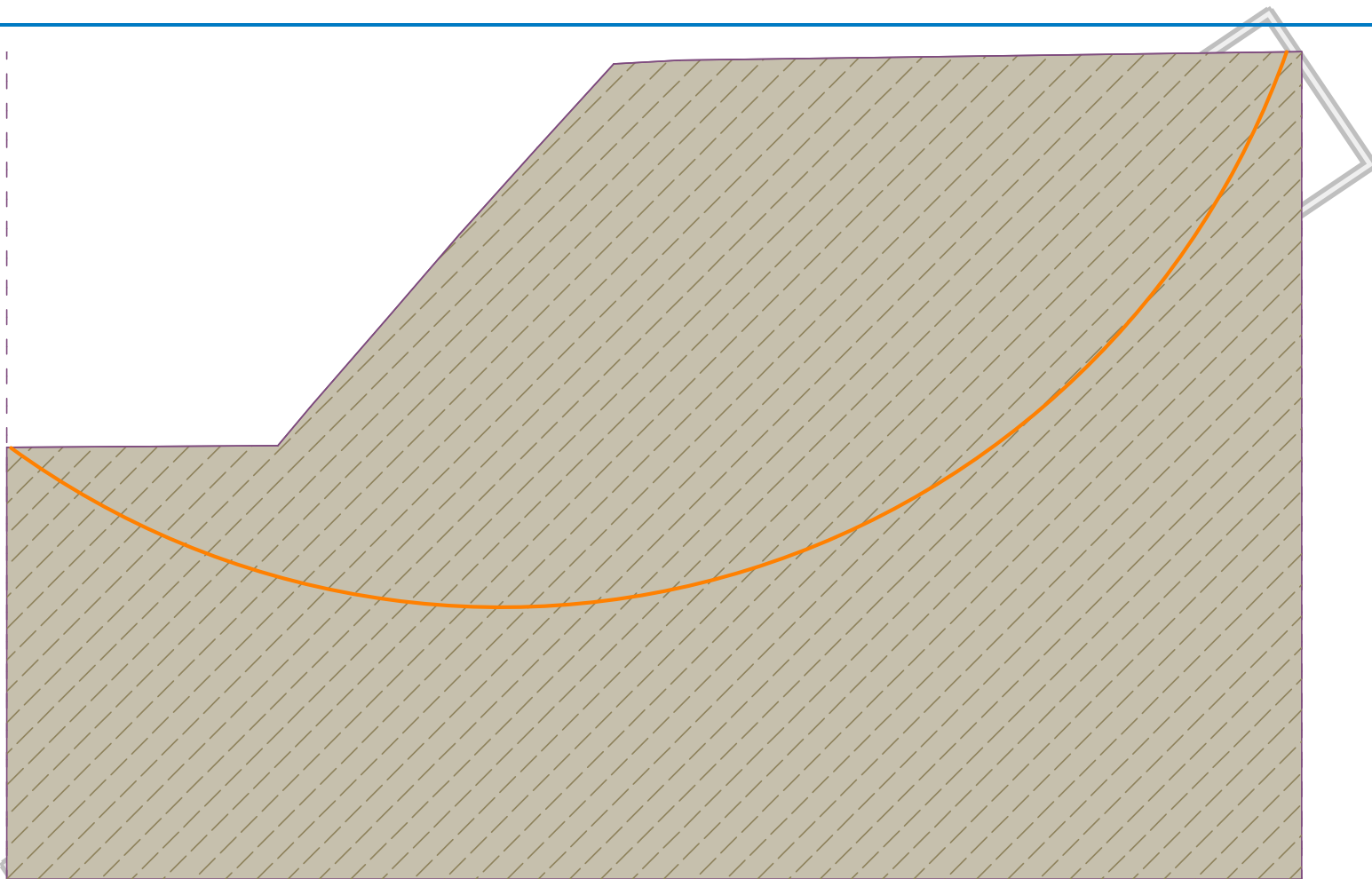
Analysis 1

Circular slip surface

Slip surface parameters					
Center :	x =	5.73 [m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-36.03 [°]
	z =	12.80 [m]		$\alpha_2 =$	70.48 [°]
Radius :	R =	9.65 [m]			
Analysis of the slip surface without optimization.					

Slope stability verification (all methods)

Bishop : FS = 1.36 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**
 Fellenius / Petterson : FS = 1.24 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**
 Spencer : FS = 1.35 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**
 Janbu : FS = 1.35 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**
 Morgenstern-Price : FS = 1.35 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**



Analysis of the slip surface without optimization.

Slope stability verification (all methods)

Bishop :	$FS = 1.36 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Fellenius / Petterson :	$FS = 1.24 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Spencer :	$FS = 1.35 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Janbu :	$FS = 1.35 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Morgenstern-Price :	$FS = 1.35 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE

SLOPE STABILITY ANALYSIS WITHOUT WALL 1+780

Input data

Settings

Standard - safety factors

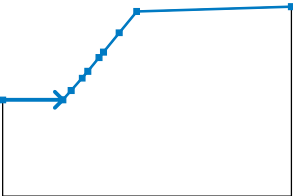
Stability analysis

Earthquake analysis : Standard

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors		
Permanent design situation		
Safety factor :	SF _s =	1.50 [-]

Interface

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0.00	5.00	3.13	5.01	3.56	5.49
		4.13	6.13	4.42	6.49	5.00	7.20
		5.24	7.49	6.05	8.49	6.96	9.60
		15.00	9.85				

Soil parameters - effective stress state

No.	Name	Pattern	Φ _{ef} [°]	C _{ef} [kPa]	γ [kN/m³]
1	SUELO TALUD		12.79	9.39	26.04

Soil parameters - uplift

No.	Name	Pattern	γ _{sat} [kN/m³]	γ _s [kN/m³]	n [-]
1	SUELO TALUD		26.04		

Soil parameters

SUELO TALUD

Unit weight : γ = 26.04 kN/m³

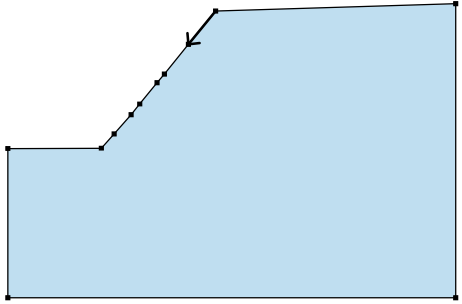
Stress-state : effective

Angle of internal friction : Φ_{ef} = 12.79 °

Cohesion of soil : C_{ef} = 9.39 kPa

Saturated unit weight : γ_{sat} = 26.04 kN/m³

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		6.96	9.60	6.05	8.49	SUELO TALUD 
		5.24	7.49	5.00	7.20	
		4.42	6.49	4.13	6.13	
		3.56	5.49	3.13	5.01	
		0.00	5.00	0.00	0.00	
		15.00	0.00	15.00	9.85	

Water

Water type : No water

Tensile crack

Tensile crack not input.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Results (Stage of construction 1)

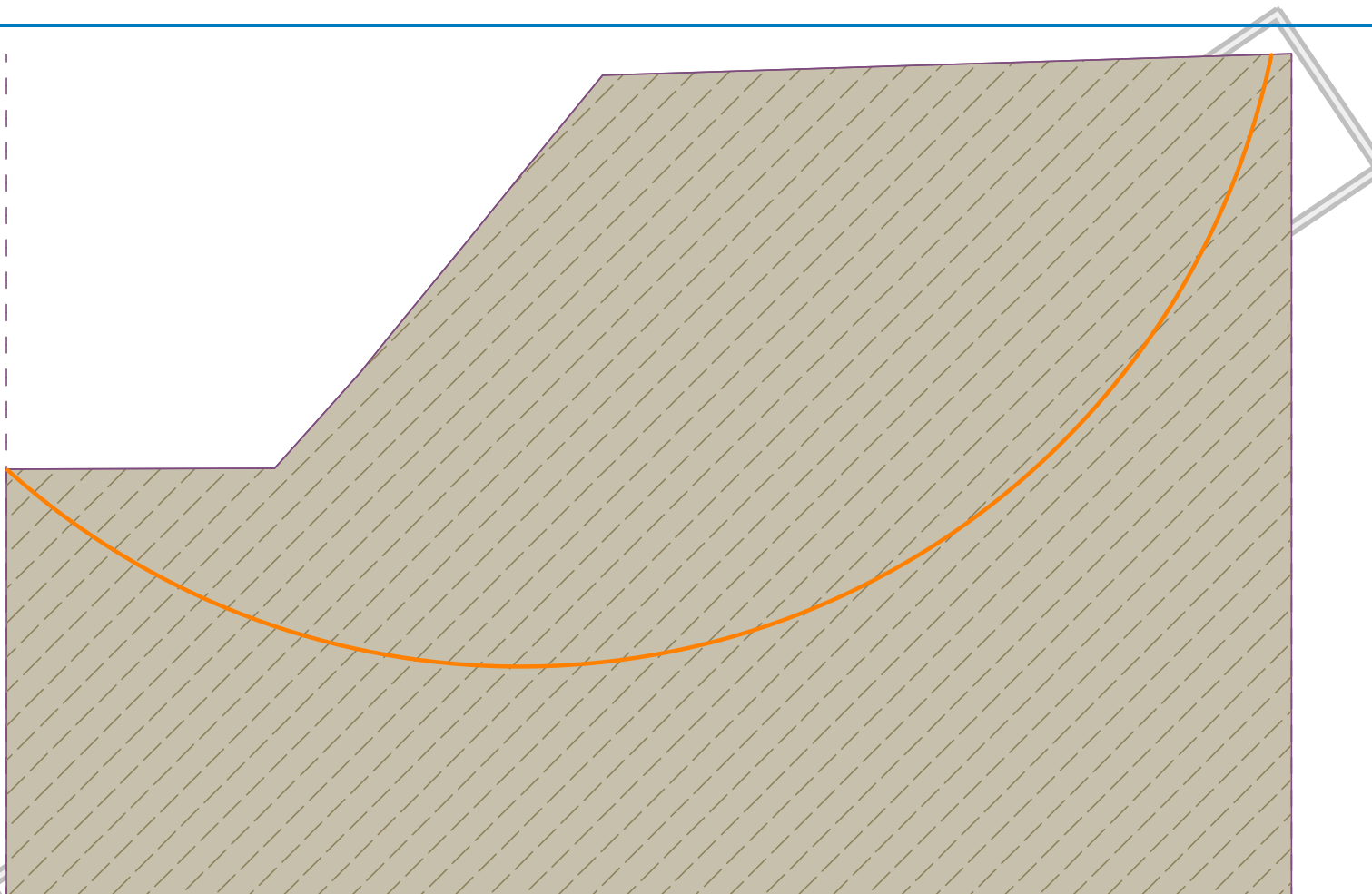
Analysis 1

Circular slip surface

Slip surface parameters					
Center :	x =	6.00 [m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-41.95 [°]
	z =	11.65 [m]		$\alpha_2 =$	78.32 [°]
Radius :	R =	8.95 [m]			
Analysis of the slip surface without optimization.					

Slope stability verification (all methods)

Bishop : FS = 1.38 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**
 Fellenius / Petterson : FS = 1.23 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**
 Spencer : FS = 1.37 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**
 Janbu : FS = 1.37 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**
 Morgenstern-Price : FS = 1.37 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**



Analysis of the slip surface without optimization.

Slope stability verification (all methods)

Bishop :	$FS = 1.38 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Fellenius / Petterson :	$FS = 1.23 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Spencer :	$FS = 1.37 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Janbu :	$FS = 1.37 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Morgenstern-Price :	$FS = 1.37 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE

SLOPE STABILITY ANALYSIS WITHOUT WALL 1+790

Input data

Settings

Standard - safety factors

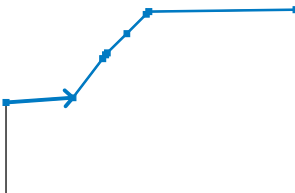
Stability analysis

Earthquake analysis : Standard

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors		
Permanent design situation		
Safety factor :	SF _s =	1.50 [-]

Interface

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0.00	5.00	3.47	5.24	5.00	7.26
		5.15	7.47	5.24	7.56	6.25	8.56
		7.25	9.56	7.39	9.70	15.00	9.80

Soil parameters - effective stress state

No.	Name	Pattern	Φ _{ef} [°]	C _{ef} [kPa]	γ [kN/m³]
1	SUELO TALUD		12.79	9.39	26.04

Soil parameters - uplift

No.	Name	Pattern	γ _{sat} [kN/m³]	γ _s [kN/m³]	n [-]
1	SUELO TALUD		26.04		

Soil parameters

SUELO TALUD

Unit weight : γ = 26.04 kN/m³

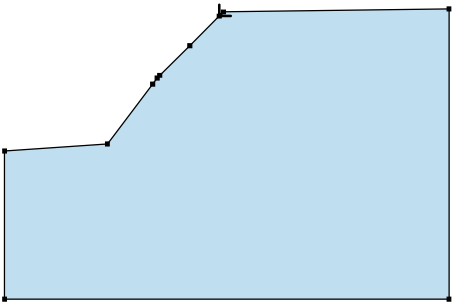
Stress-state : effective

Angle of internal friction : Φ_{ef} = 12.79 °

Cohesion of soil : C_{ef} = 9.39 kPa

Saturated unit weight : γ_{sat} = 26.04 kN/m³

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		7.39	9.70	7.25	9.56	SUELO TALUD
		6.25	8.56	5.24	7.56	
		5.15	7.47	5.00	7.26	
		3.47	5.24	0.00	5.00	
		0.00	0.00	15.00	0.00	
		15.00	9.80			

Water

Water type : No water

Tensile crack

Tensile crack not input.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Results (Stage of construction 1)

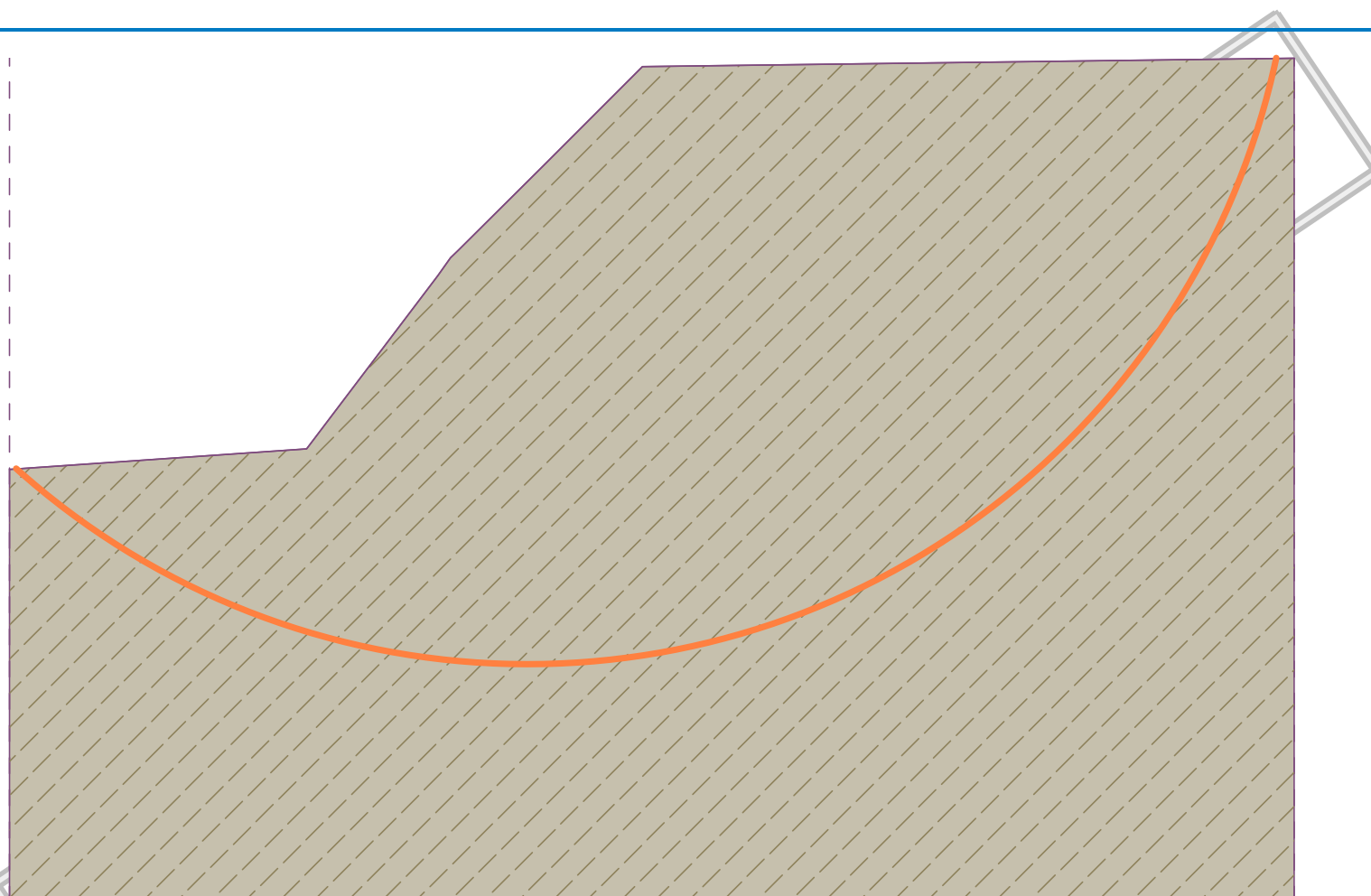
Analysis 1

Circular slip surface

Slip surface parameters					
Center :	x =	6.05 [m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-41.87 [°]
	z =	11.67 [m]		$\alpha_2 =$	77.94 [°]
Radius :	R =	8.94 [m]			
Analysis of the slip surface without optimization.					

Slope stability verification (all methods)

Bishop : FS = 1.39 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**
 Fellenius / Petterson : FS = 1.25 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**
 Spencer : FS = 1.39 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**
 Janbu : FS = 1.39 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**
 Morgenstern-Price : FS = 1.39 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**



Analysis of the slip surface without optimization.

Slope stability verification (all methods)

Bishop :	$FS = 1.39 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Fellenius / Petterson :	$FS = 1.25 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Spencer :	$FS = 1.39 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Janbu :	$FS = 1.39 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Morgenstern-Price :	$FS = 1.39 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE

SLOPE STABILITY ANALYSIS WITHOUT WALL 1+800

Input data

Settings

Standard - safety factors

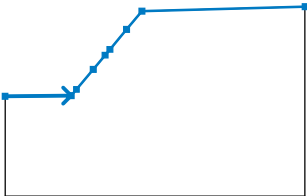
Stability analysis

Earthquake analysis : Standard

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors		
Permanent design situation		
Safety factor :	SF _s =	1.50 [-]

Interface

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0.00	5.00	3.31	5.03	3.57	5.34
		4.41	6.34	5.00	7.05	5.24	7.34
		6.08	8.34	6.84	9.25	15.00	9.48

Soil parameters - effective stress state

No.	Name	Pattern	Φ _{ef} [°]	C _{ef} [kPa]	γ [kN/m³]
1	SUELO TALUD		12.79	9.38	26.04

Soil parameters - uplift

No.	Name	Pattern	γ _{sat} [kN/m³]	γ _s [kN/m³]	n [-]
1	SUELO TALUD		26.04		

Soil parameters

SUELO TALUD

Unit weight : γ = 26.04 kN/m³

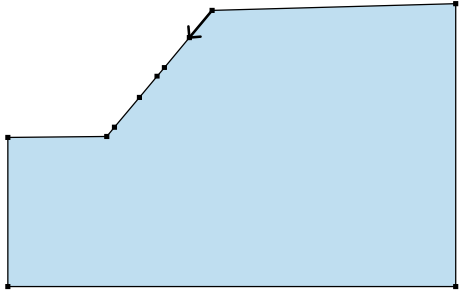
Stress-state : effective

Angle of internal friction : Φ_{ef} = 12.79 °

Cohesion of soil : C_{ef} = 9.38 kPa

Saturated unit weight : γ_{sat} = 26.04 kN/m³

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		6.84	9.25	6.08	8.34	SUELO TALUD 
		5.24	7.34	5.00	7.05	
		4.41	6.34	3.57	5.34	
		3.31	5.03	0.00	5.00	
		0.00	0.00	15.00	0.00	
		15.00	9.48			

Water

Water type : No water

Tensile crack

Tensile crack not input.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Results (Stage of construction 1)

Analysis 1

Circular slip surface

Slip surface parameters					
Center :	x =	5.87 [m]	Angles :	α_1 =	-38.33 [°]
	z =	12.30 [m]		α_2 =	72.32 [°]
Radius :	R =	9.30 [m]			
Analysis of the slip surface without optimization.					

Slope stability verification (all methods)

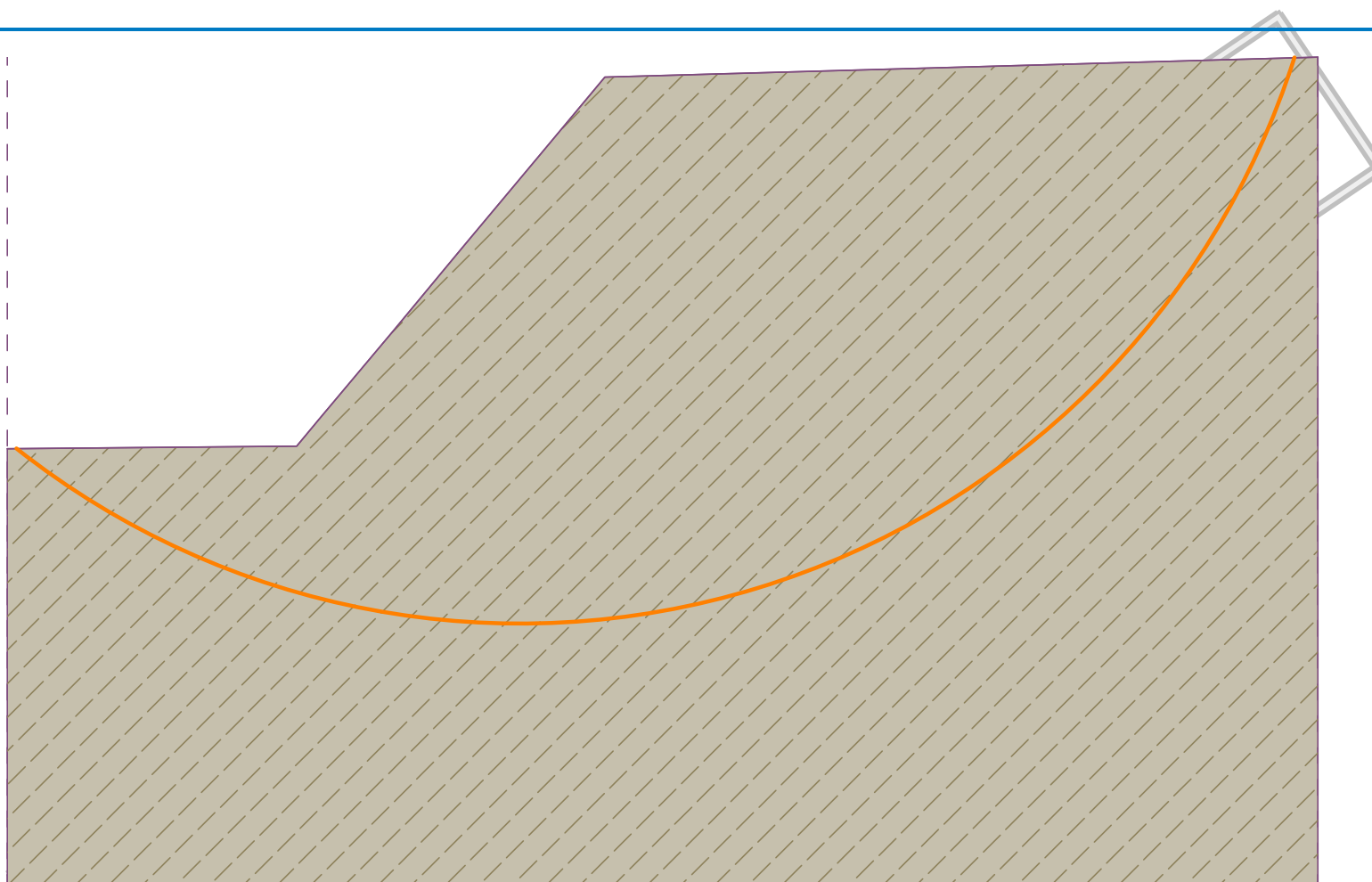
Bishop : FS = 1.41 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**

Fellenius / Petterson : FS = 1.28 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**

Spencer : FS = 1.40 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**

Janbu : FS = 1.40 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**

Morgenstern-Price : FS = 1.40 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**



Analysis of the slip surface without optimization.

Slope stability verification (all methods)

Bishop :	$FS = 1.41 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Fellenius / Petterson :	$FS = 1.28 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Spencer :	$FS = 1.40 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Janbu :	$FS = 1.40 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE
Morgenstern-Price :	$FS = 1.40 < 1.50$	NOT ACCEPTABLE

ANEXO 7

INFORME DEL ANÁLISIS Y DISEÑO DEL MURO

TIPO BANDEJA

CANTILEVER WALL ANALYSIS 1+760

Input data

Settings

(input for current task)

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb
Passive earth pressure calculation : Coulomb
Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
Shape of earth wedge : Calculate as skew
Base key : The base key is considered as inclined footing bottom
Allowable eccentricity : 0.333
Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for overturning :	$SF_o =$	2.00	[-]
Safety factor for sliding resistance :	$SF_s =$	1.50	[-]
Safety factor for bearing capacity :	$SF_b =$	1.50	[-]

Material of structure

Unit weight $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Cylinder compressive strength

$f_{ck} = 20.00 \text{ MPa}$

Tensile strength

$f_{ctm} = 2.20 \text{ MPa}$

Longitudinal steel : B500

Yield strength

$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	1.94
3	1.00	1.94
4	1.00	2.24
5	0.00	2.24
6	0.00	4.17
7	1.50	4.17
8	1.50	4.57
9	0.00	4.57
10	0.00	4.87
11	-0.30	4.87
12	-0.30	4.57
13	-1.30	4.57
14	-1.30	4.17
15	-0.30	4.17

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
16	-0.30	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.
Wall section area = 2.76 m².

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	TALUD + RELLENO		12.79	9.39	26.04	16.04	8.50

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

TALUD + RELLENO

Unit weight : $\gamma = 26.04$ kN/m³
Stress-state : effective
Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 12.79^\circ$
Cohesion of soil : $c_{ef} = 9.39$ kPa
Angle of friction struc.-soil : $\delta = 8.50^\circ$
Soil : cohesionless
Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 26.04$ kN/m³

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1		- 0.00 .. ∞	TALUD + RELLENO	

Foundation

Type of foundation : soil from geological profile

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge new	change	Action	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	Yes		permanent	10.00		2.20	5.00	on terrain

No.	Name
1	VIVIENDA

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure: passive
Soil on front face of the structure - TALUD + RELLENO
Angle of friction struc.-soil $\delta = 8.50^\circ$
Soil thickness in front of structure $h = 0.40$ m
Terrain surcharge $f = 5.00$ kN/m²

Terrain in front of structure is flat.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

Verification No. 1

Forces acting on construction

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.47	63.50	1.32	1.000
FF resistance	-29.70	0.00	-4.44	0.00	3.100
Resistance on front face	-6.51	-0.05	-0.97	0.00	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.03	36.69	1.80	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.05	16.31	1.63	1.000
Active pressure	136.61	-1.41	140.90	2.11	1.000
VIVIENDA	12.12	-1.94	11.34	1.96	1.000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 495.80$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 215.15$ kNm/m

Safety factor = 2.30 > 2.00

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 78.41$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 50.14$ kN/m

Safety factor = 1.56 > 1.50

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Bearing capacity of foundation soil

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	74.96	254.01	50.14	0.105	114.95

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	74.96	254.01	50.14

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : rectangle

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0.105$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0.333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom $\sigma = 114.95$ kPa

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 180.00$ kPa

Safety factor = 1.57 > 1.50

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Dimensioning No. 1

Wall stem check - front reinf.

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-2.08	35.66	0.28	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.20	50.52	0.80	1.000
Pressure at rest	176.18	-1.39	0.00	1.30	1.000
VIVIENDA	18.52	-2.07	0.00	1.30	1.000

Wall stem check - front reinf.

Front reinforcement is not required.

Wall stem check - back reinf.

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-2.08	35.66	0.28	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.20	50.52	0.80	1.000
Pressure at rest	176.18	-1.39	0.00	1.30	1.000
VIVIENDA	18.52	-2.07	0.00	1.30	1.000

Wall stem check - back reinf.

Wall check at the construction joint 4.17 m from the wall crest

Reinforcement and dimensions of the cross-section

8 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 2513.3 mm²

Required reinforcement area = 2553.9 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.30 m

Reinforcement ratio $\rho = 0.97\%$ > 0.13% = ρ_{min}

Position of neutral axis $x = 0.06$ m < 0.16 m = x_{max}

Ultimate moment $M_{Rd} = 250.24$ kNm > 245.90 kNm = M_{Ed}

Cross-section must be reinforced by shear reinforcement with minimal area of 765.5 mm²/m.

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall jump check

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.47	63.50	1.32	1.000
FF resistance	-29.70	0.00	-4.44	0.00	1.000

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Resistance on front face	-6.51	-0.05	-0.97	0.00	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.03	36.69	1.80	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.05	16.31	1.63	1.000
Active pressure	136.61	-1.41	140.90	2.11	1.000
VIVIENDA	12.12	-1.94	11.34	1.96	1.000

Wall jump check

Reinforcement and dimensions of the cross-section

5 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 1570.8 mm²

Required reinforcement area = 685.8 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.40 m

Reinforcement ratio ρ = 0.44 % > 0.13 % = ρ_{min}

Position of neutral axis x = 0.06 m < 0.22 m = x_{max}

Ultimate shear force V_{Rd} = 155.23 kN > 128.25 kN = V_{Ed}

Ultimate moment M_{Rd} = 228.37 kNm > 104.00 kNm = M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall heel check

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.20	13.80	2.05	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.03	36.69	1.80	1.000
Active pressure	136.61	-1.41	140.90	2.11	1.000
VIVIENDA	12.12	-1.94	11.34	1.96	1.000
Contact stress	0.00	0.00	-94.05	1.91	1.000

Wall heel check

Reinforcement and dimensions of the cross-section

5 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 1570.8 mm²

Required reinforcement area = 947.2 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.40 m

Reinforcement ratio ρ = 0.44 % > 0.13 % = ρ_{min}

Position of neutral axis x = 0.06 m < 0.22 m = x_{max}

Ultimate shear force V_{Rd} = 155.23 kN > 108.69 kN = V_{Ed}

Ultimate moment M_{Rd} = 228.37 kNm > 141.90 kNm = M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.

Stress relief plate check

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - earth wedge	0.00	-1.27	50.52	0.50	1.000

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.15	6.90	0.50	1.000

Stress relief plate check

Reinforcement and dimensions of the cross-section

5 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 1570.8 mm²

Required reinforcement area = 338.0 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.30 m

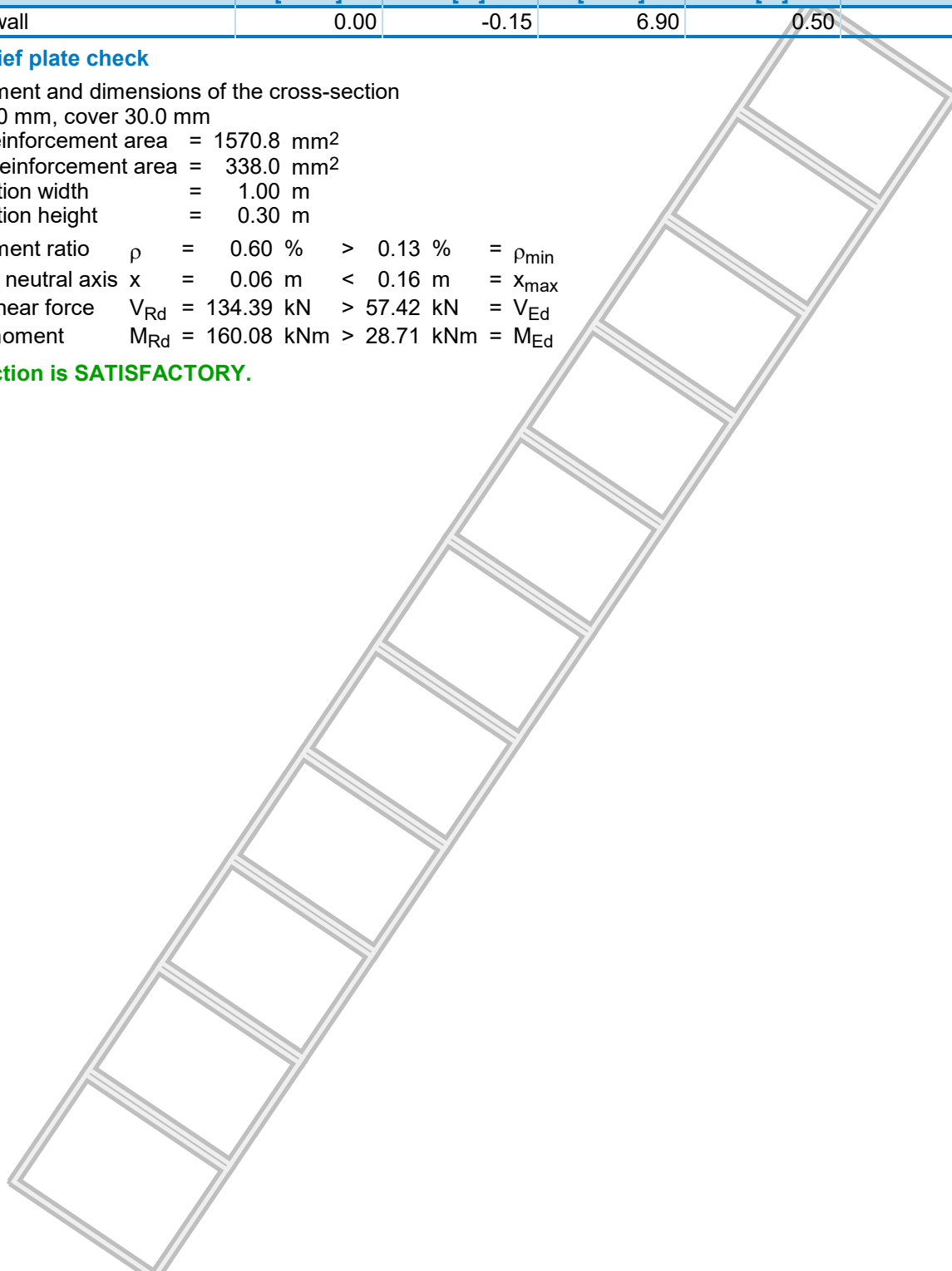
Reinforcement ratio ρ = 0.60 % > 0.13 % = ρ_{min}

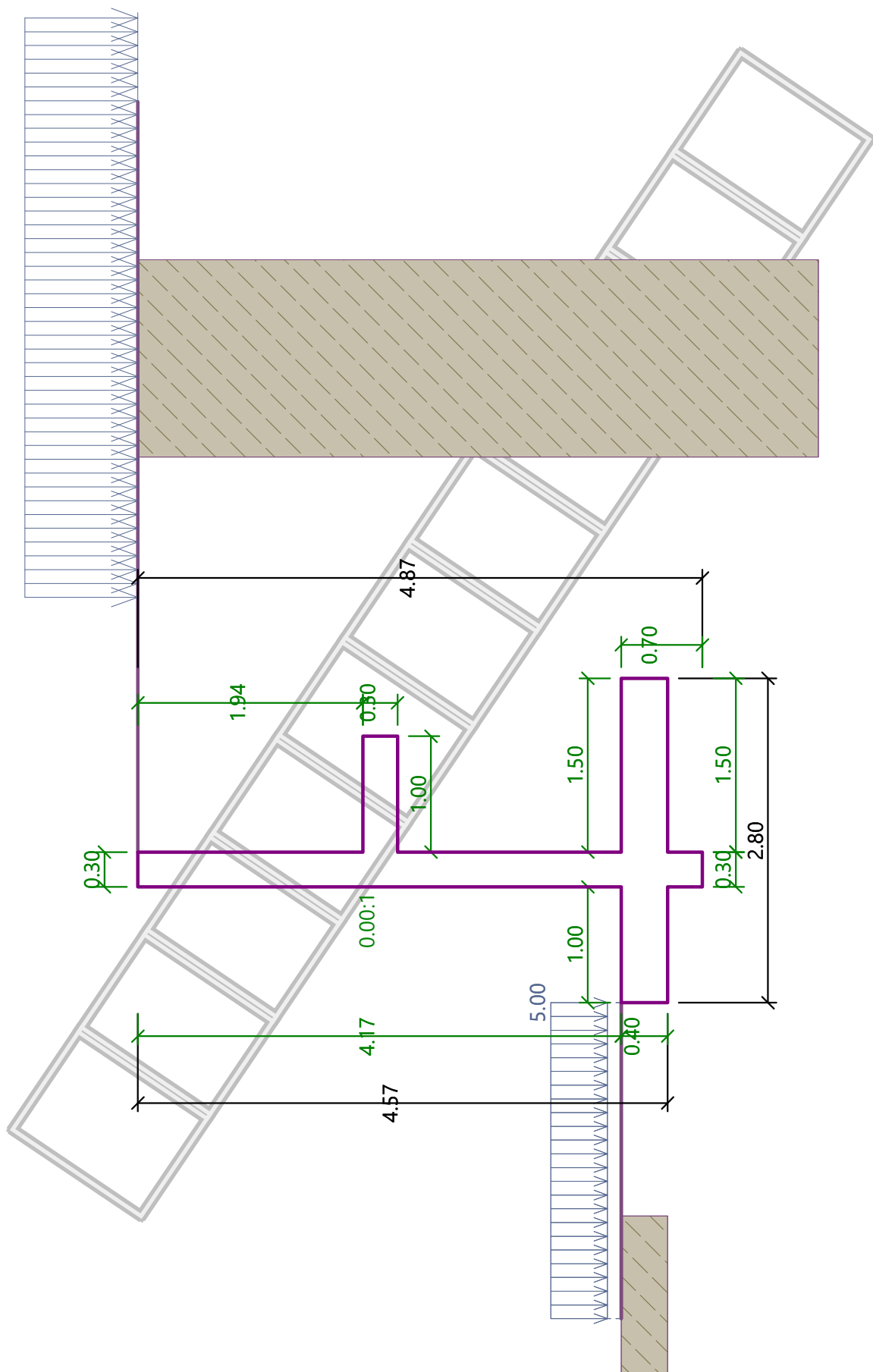
Position of neutral axis x = 0.06 m < 0.16 m = x_{max}

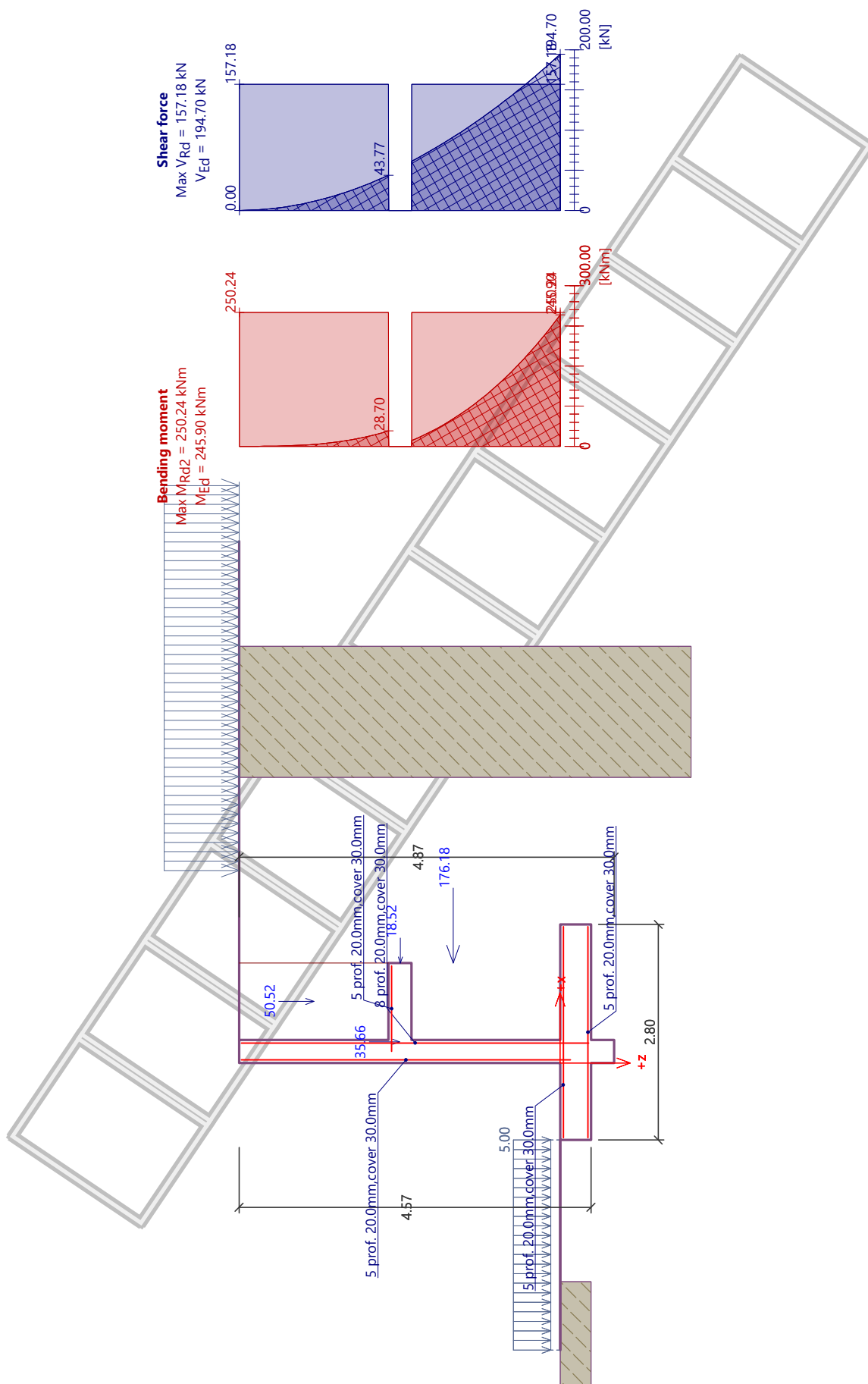
Ultimate shear force V_{Rd} = 134.39 kN > 57.42 kN = V_{Ed}

Ultimate moment M_{Rd} = 160.08 kNm > 28.71 kNm = M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.







ANTILEVER WALL ANALYSIS 1+770

Input data

Settings

(input for current task)

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb
Passive earth pressure calculation : Coulomb
Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
Shape of earth wedge : Calculate as skew
Base key : The base key is considered as inclined footing bottom
Allowable eccentricity : 0.333
Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for overturning :	$SF_o =$	2.00	[-]
Safety factor for sliding resistance :	$SF_s =$	1.50	[-]
Safety factor for bearing capacity :	$SF_b =$	1.50	[-]

Material of structure

Unit weight $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Cylinder compressive strength

$f_{ck} = 20.00 \text{ MPa}$

Tensile strength

$f_{ctm} = 2.20 \text{ MPa}$

Longitudinal steel : B500

Yield strength

$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	2.06
3	1.00	2.06
4	1.00	2.36
5	0.00	2.36
6	0.00	4.42
7	1.60	4.42
8	1.60	4.82
9	0.00	4.82
10	0.00	5.12
11	-0.30	5.12
12	-0.30	4.82
13	-1.30	4.82
14	-1.30	4.42
15	-0.30	4.42

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
16	-0.30	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.
Wall section area = 2.88 m².

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	TALUD + RELLENO		12.79	9.39	26.04	16.04	8.50

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

TALUD + RELLENO

Unit weight : $\gamma = 26.04$ kN/m³
Stress-state : effective
Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 12.79^\circ$
Cohesion of soil : $c_{ef} = 9.39$ kPa
Angle of friction struc.-soil : $\delta = 8.50^\circ$
Soil : cohesionless
Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 26.04$ kN/m³

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1		- 0.00 .. ∞	TALUD + RELLENO	

Foundation

Type of foundation : soil from geological profile

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge new	change	Action	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	Yes		permanent	10.00		3.89	5.00	on terrain

No.	Name
1	VIVIENDA

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure: passive
Soil on front face of the structure - TALUD + RELLENO
Angle of friction struc.-soil $\delta = 8.50^\circ$
Soil thickness in front of structure $h = 0.40$ m
Terrain surcharge $f = 5.00$ kN/m²

Terrain in front of structure is flat.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

Verification No. 1

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.55	66.15	1.34	1.000
FF resistance	-29.70	0.00	-4.44	0.00	3.500
Resistance on front face	-6.51	-0.05	-0.97	0.00	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.07	41.75	1.83	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.18	16.31	1.63	1.000
Active pressure	153.54	-1.48	159.63	2.15	1.000
VIVIENDA	10.74	-1.88	9.99	2.04	1.000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 555.54$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 246.61$ kNm/m

Safety factor = 2.25 > 2.00

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 83.88$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 53.81$ kN/m

Safety factor = 1.56 > 1.50

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Bearing capacity of foundation soil

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	93.19	277.32	53.81	0.116	124.48

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	93.19	277.32	53.81

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : rectangle

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0.116$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0.333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom $\sigma = 124.48$ kPa

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 190.00$ kPa

Safety factor = 1.53 > 1.50

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Dimensioning No. 1

Wall stem check - front reinf.

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-2.21	37.39	0.27	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.39	53.64	0.80	1.000
Pressure at rest	197.94	-1.47	0.00	1.30	1.000
VIVIENDA	13.52	-1.88	0.00	1.30	1.000

Wall stem check - front reinf.

Front reinforcement is not required.

Wall stem check - back reinf.

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-2.21	37.39	0.27	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.39	53.64	0.80	1.000
Pressure at rest	197.94	-1.47	0.00	1.30	1.000
VIVIENDA	13.52	-1.88	0.00	1.30	1.000

Wall stem check - back reinf.

Wall check at the construction joint 4.42 m from the wall crest

Reinforcement and dimensions of the cross-section

10 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 3141.6 mm²

Required reinforcement area = 2861.7 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.30 m

Reinforcement ratio $\rho = 1.21 \% > 0.13 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $x = 0.08 \text{ m} < 0.16 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 307.85 \text{ kNm} > 277.61 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Cross-section must be reinforced by shear reinforcement with minimal area of 831.4 mm²/m.

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall jump check

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.55	66.15	1.34	1.000
FF resistance	-29.70	0.00	-4.44	0.00	1.000

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Resistance on front face	-6.51	-0.05	-0.97	0.00	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.07	41.75	1.83	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.18	16.31	1.63	1.000
Active pressure	153.54	-1.48	159.63	2.15	1.000
VIVIENDA	10.74	-1.88	9.99	2.04	1.000

Wall jump check

Reinforcement and dimensions of the cross-section

5 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 1570.8 mm²

Required reinforcement area = 732.1 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.40 m

Reinforcement ratio ρ = 0.44 % > 0.13 % = ρ_{min}

Position of neutral axis x = 0.06 m < 0.22 m = x_{max}

Ultimate shear force V_{Rd} = 155.23 kN > 141.45 kN = V_{Ed}

Ultimate moment M_{Rd} = 228.37 kNm > 110.79 kNm = M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall heel check

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.20	14.72	2.10	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.07	41.75	1.83	1.000
Active pressure	153.54	-1.48	159.63	2.15	1.000
VIVIENDA	10.74	-1.88	9.99	2.04	1.000
Contact stress	0.00	0.00	-103.08	1.92	1.000

Wall heel check

Reinforcement and dimensions of the cross-section

5 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 1570.8 mm²

Required reinforcement area = 1122.9 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.40 m

Reinforcement ratio ρ = 0.44 % > 0.13 % = ρ_{min}

Position of neutral axis x = 0.06 m < 0.22 m = x_{max}

Ultimate shear force V_{Rd} = 155.23 kN > 123.02 kN = V_{Ed}

Ultimate moment M_{Rd} = 228.37 kNm > 166.82 kNm = M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.

Stress relief plate check

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - earth wedge	0.00	-1.33	53.64	0.50	1.000

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.15	6.90	0.50	1.000

Stress relief plate check

Reinforcement and dimensions of the cross-section

5 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 1570.8 mm²

Required reinforcement area = 338.0 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.30 m

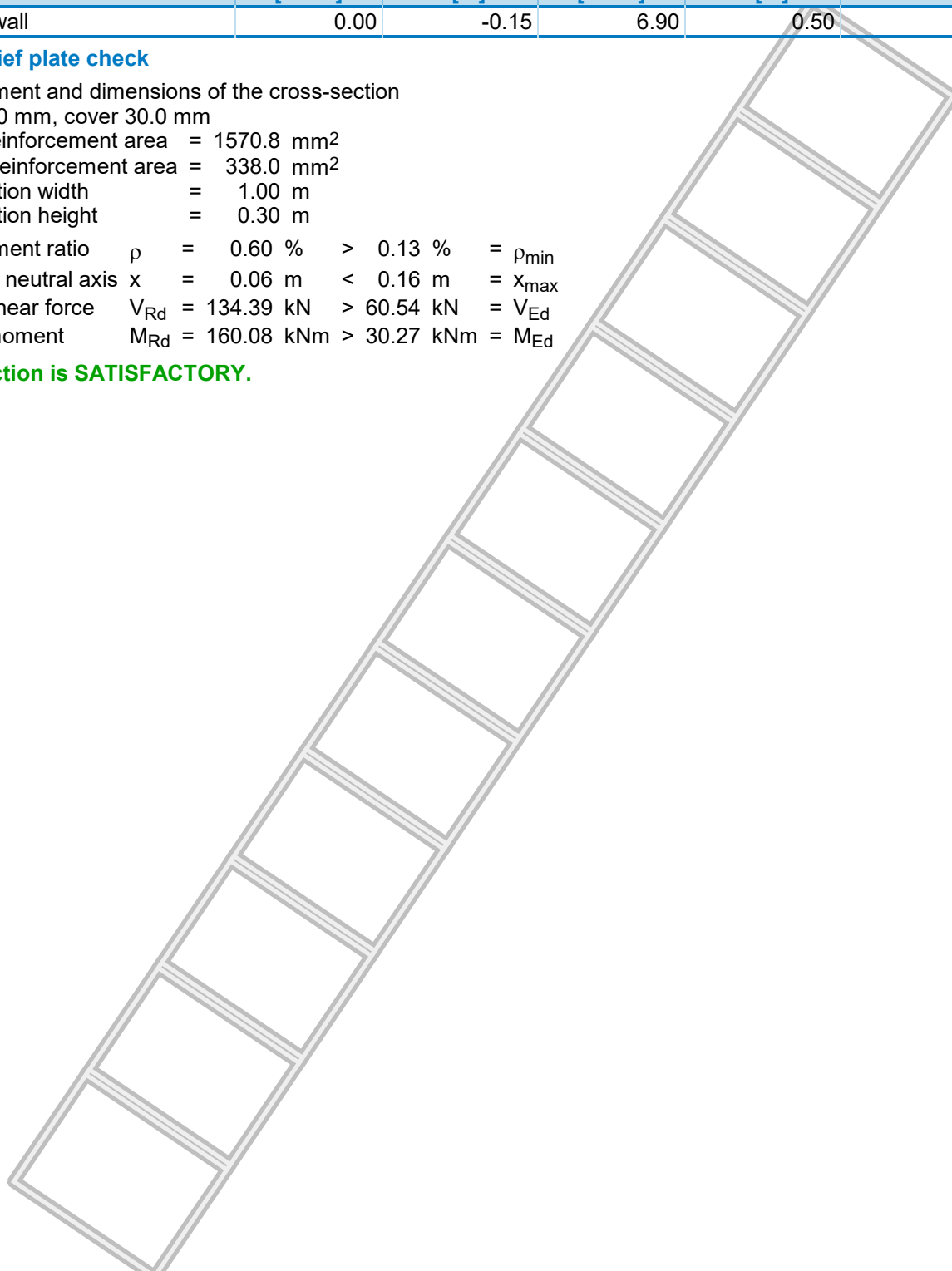
Reinforcement ratio ρ = 0.60 % > 0.13 % = ρ_{min}

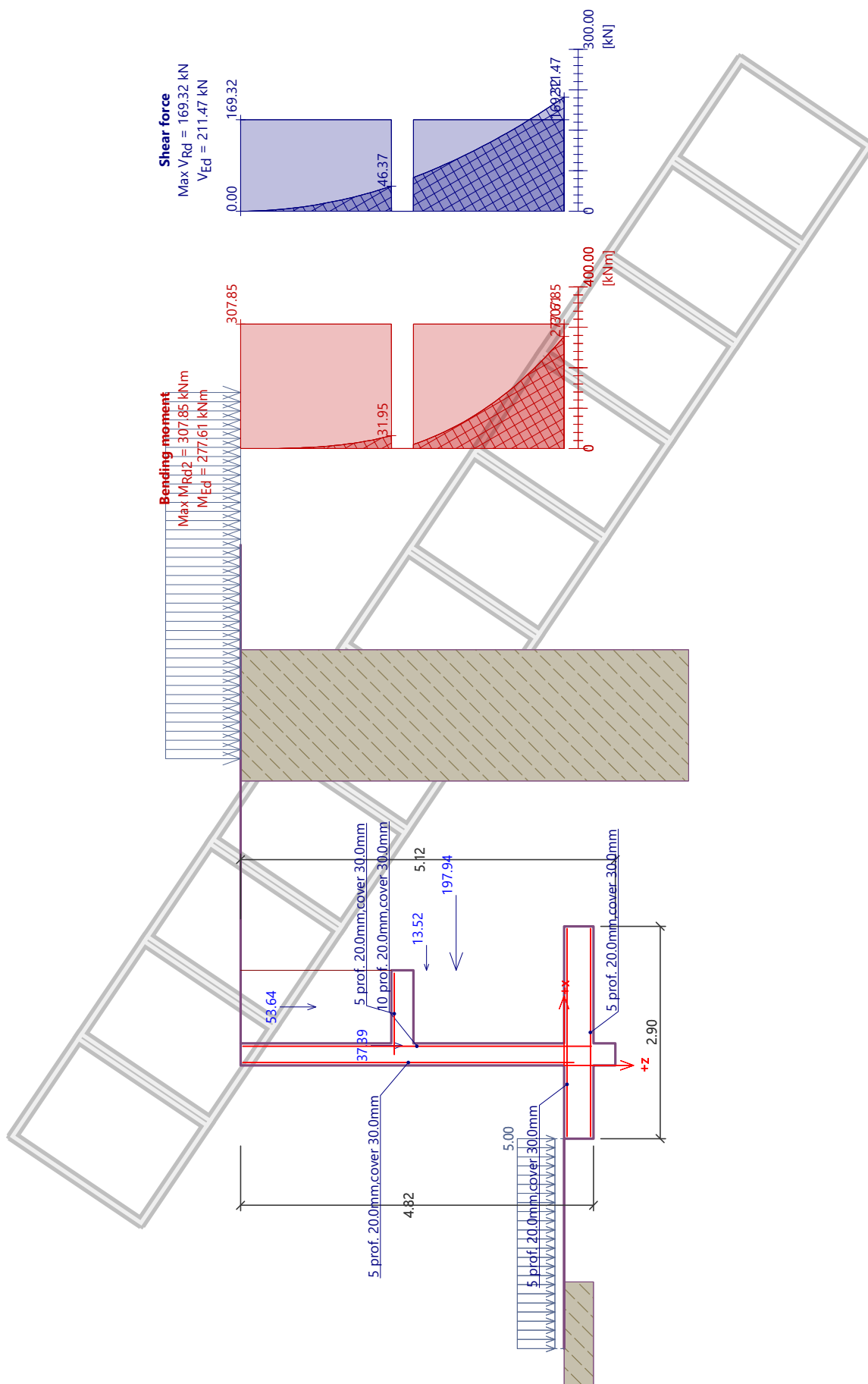
Position of neutral axis x = 0.06 m < 0.16 m = x_{max}

Ultimate shear force V_{Rd} = 134.39 kN > 60.54 kN = V_{Ed}

Ultimate moment M_{Rd} = 160.08 kNm > 30.27 kNm = M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.





ANTILEVER WALL ANALYSIS 1+780

Input data

Settings

(input for current task)

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb
Passive earth pressure calculation : Coulomb
Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
Shape of earth wedge : Calculate as skew
Base key : The base key is considered as inclined footing bottom
Allowable eccentricity : 0.333
Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for overturning :	$SF_o =$	2.00	[-]
Safety factor for sliding resistance :	$SF_s =$	1.50	[-]
Safety factor for bearing capacity :	$SF_b =$	1.50	[-]

Material of structure

Unit weight $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Cylinder compressive strength

$f_{ck} = 20.00 \text{ MPa}$

Tensile strength

$f_{ctm} = 2.20 \text{ MPa}$

Longitudinal steel : B500

Yield strength

$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	2.15
3	1.00	2.15
4	1.00	2.45
5	0.00	2.45
6	0.00	4.60
7	1.60	4.60
8	1.60	5.00
9	0.00	5.00
10	0.00	5.30
11	-0.30	5.30
12	-0.30	5.00
13	-1.30	5.00
14	-1.30	4.60
15	-0.30	4.60

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
16	-0.30	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.
Wall section area = 2.93 m².

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	TALUD + RELLENO		12.79	9.39	26.04	16.04	8.50

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

TALUD + RELLENO

Unit weight : $\gamma = 26.04$ kN/m³
Stress-state : effective
Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 12.79^\circ$
Cohesion of soil : $c_{ef} = 9.39$ kPa
Angle of friction struc.-soil : $\delta = 8.50^\circ$
Soil : cohesionless
Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 26.04$ kN/m³

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1		- 0.00 .. ∞	TALUD + RELLENO	

Foundation

Type of foundation : soil from geological profile

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge new	change	Action	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	Yes		permanent	10.00		3.83	5.00	on terrain

No.	Name
1	VIVIENDA

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure: passive
Soil on front face of the structure - TALUD + RELLENO
Angle of friction struc.-soil $\delta = 8.50^\circ$
Soil thickness in front of structure $h = 0.40$ m
Terrain surcharge $f = 5.00$ kN/m²

Terrain in front of structure is flat.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

Verification No. 1

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.62	67.39	1.34	1.000
FF resistance	-29.70	0.00	-4.44	0.00	3.900
Resistance on front face	-6.51	-0.05	-0.97	0.00	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.07	41.75	1.83	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.27	16.31	1.63	1.000
Active pressure	165.21	-1.52	170.05	2.14	1.000
VIVIENDA	11.39	-1.99	10.39	2.01	1.000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 578.53$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 273.61$ kNm/m

Safety factor = 2.11 > 2.00

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 85.20$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 54.25$ kN/m

Safety factor = 1.57 > 1.50

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Bearing capacity of foundation soil

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	112.10	287.60	54.25	0.134	135.63

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	112.10	287.60	54.25

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : rectangle

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0.134$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0.333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom $\sigma = 135.63$ kPa

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 210.00$ kPa

Safety factor = 1.55 > 1.50

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Dimensioning No. 1

Wall stem check - front reinf.

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-2.30	38.63	0.27	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.52	55.99	0.80	1.000
Pressure at rest	214.40	-1.53	0.00	1.30	1.000
VIVIENDA	14.28	-1.99	0.00	1.30	1.000

Wall stem check - front reinf.

Front reinforcement is not required.

Wall stem check - back reinf.

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-2.30	38.63	0.27	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.52	55.99	0.80	1.000
Pressure at rest	214.40	-1.53	0.00	1.30	1.000
VIVIENDA	14.28	-1.99	0.00	1.30	1.000

Wall stem check - back reinf.

Wall check at the construction joint 4.60 m from the wall crest

Reinforcement and dimensions of the cross-section

11 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 3455.8 mm²

Required reinforcement area = 3238.8 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.30 m

Reinforcement ratio $\rho = 1.33 \% > 0.13 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $x = 0.09 \text{ m} < 0.16 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 335.74 \text{ kNm} > 316.15 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Cross-section must be reinforced by shear reinforcement with minimal area of 899.1 mm²/m.

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall jump check

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.62	67.39	1.34	1.000
FF resistance	-29.70	0.00	-4.44	0.00	1.000

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Resistance on front face	-6.51	-0.05	-0.97	0.00	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.07	41.75	1.83	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.27	16.31	1.63	1.000
Active pressure	165.21	-1.52	170.05	2.14	1.000
VIVIENDA	11.39	-1.99	10.39	2.01	1.000

Wall jump check

Reinforcement and dimensions of the cross-section

5 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 1570.8 mm²

Required reinforcement area = 827.2 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.40 m

Reinforcement ratio $\rho = 0.44 \% > 0.13 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $x = 0.06 \text{ m} < 0.22 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 228.37 \text{ kNm} > 124.62 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Cross-section must be reinforced by shear reinforcement with minimal area of 442.0 mm²/m.

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall heel check

Forces acting on construction

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.20	14.72	2.10	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.07	41.75	1.83	1.000
Active pressure	165.21	-1.52	170.05	2.14	1.000
VIVIENDA	11.39	-1.99	10.39	2.01	1.000
Contact stress	0.00	0.00	-98.72	1.88	1.000

Wall heel check

Reinforcement and dimensions of the cross-section

5 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 1570.8 mm²

Required reinforcement area = 1300.2 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.40 m

Reinforcement ratio $\rho = 0.44 \% > 0.13 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $x = 0.06 \text{ m} < 0.22 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate shear force $V_{Rd} = 155.23 \text{ kN} > 138.19 \text{ kN} = V_{Ed}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 228.37 \text{ kNm} > 191.53 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Stress relief plate check

Forces acting on construction

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - earth wedge	0.00	-1.37	55.99	0.50	1.000

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.15	6.90	0.50	1.000

Stress relief plate check

Reinforcement and dimensions of the cross-section

5 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 1570.8 mm²

Required reinforcement area = 338.0 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.30 m

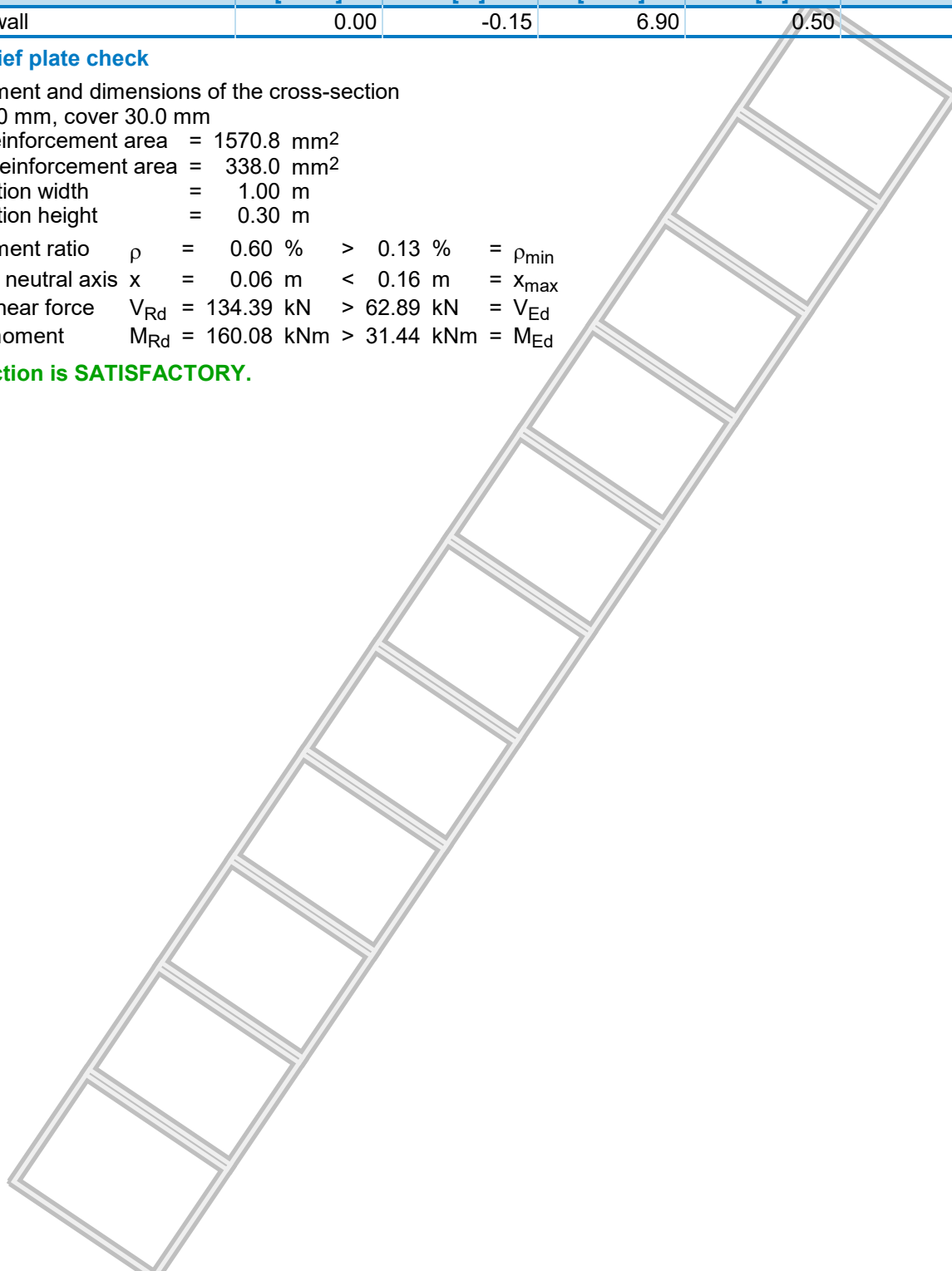
Reinforcement ratio ρ = 0.60 % > 0.13 % = ρ_{min}

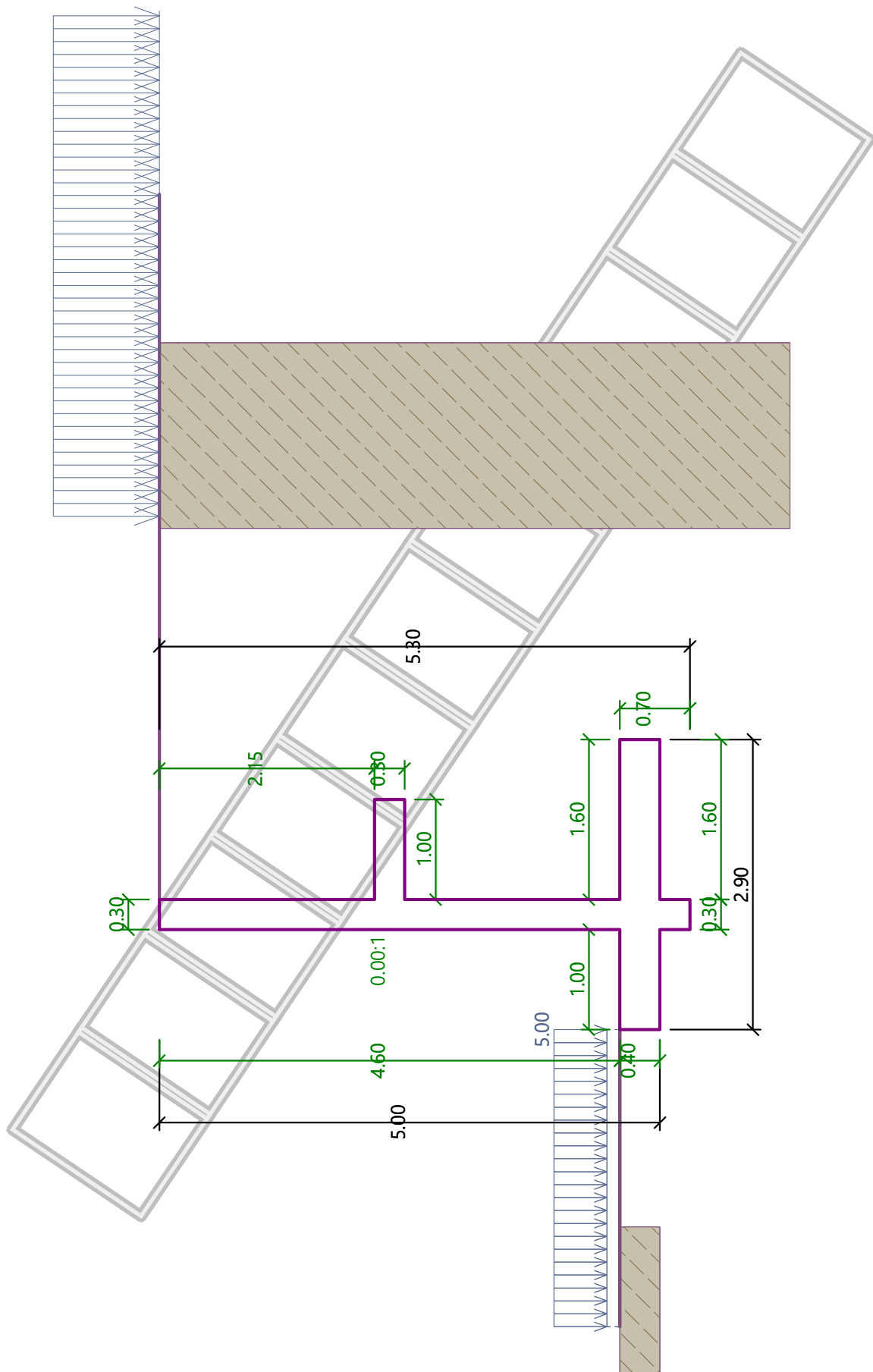
Position of neutral axis x = 0.06 m < 0.16 m = x_{max}

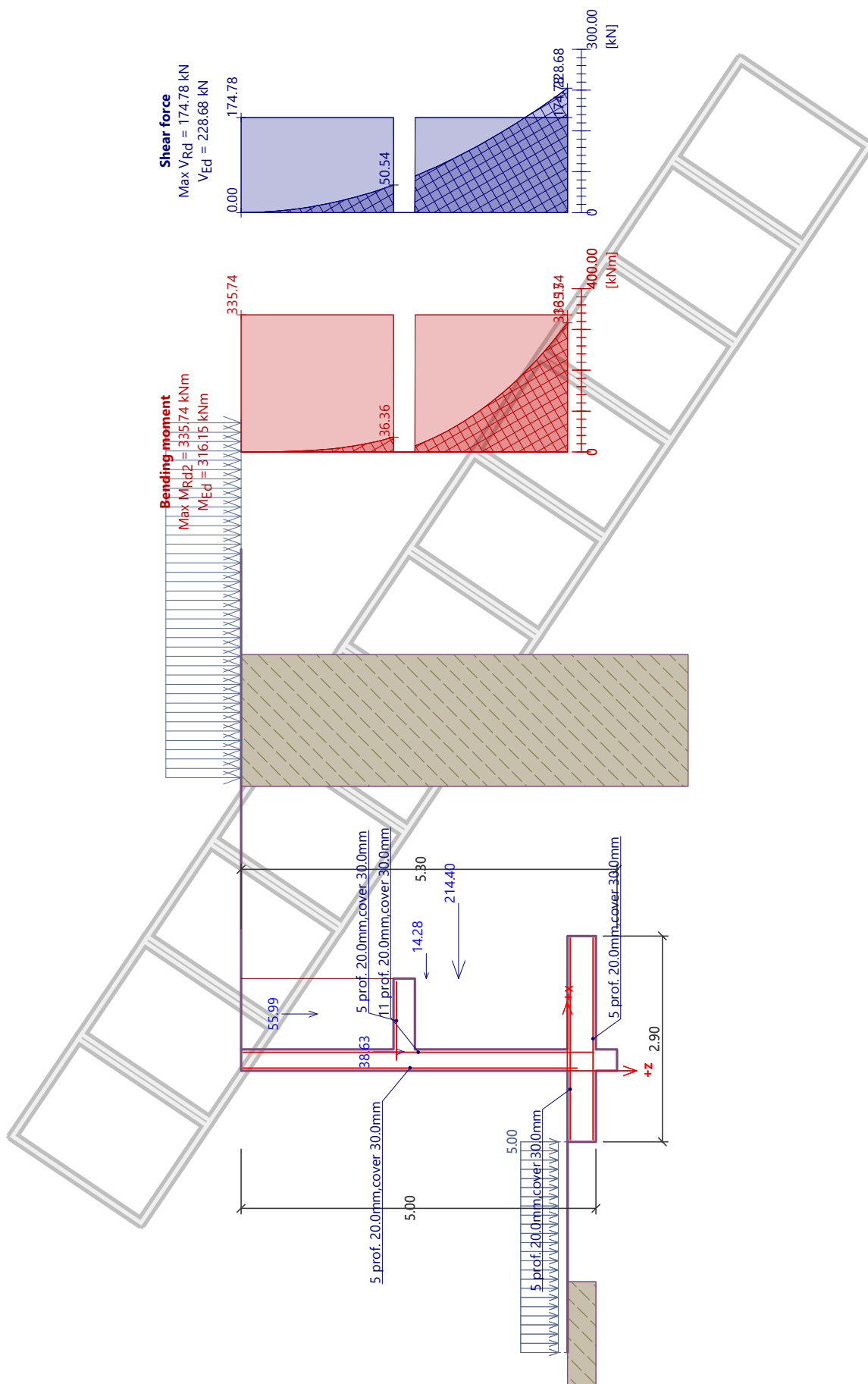
Ultimate shear force V_{Rd} = 134.39 kN > 62.89 kN = V_{Ed}

Ultimate moment M_{Rd} = 160.08 kNm > 31.44 kNm = M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.







ANTILEVER WALL ANALYSIS 1+790

Input data

Settings

(input for current task)

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb
Passive earth pressure calculation : Coulomb
Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
Shape of earth wedge : Calculate as skew
Base key : The base key is considered as inclined footing bottom
Allowable eccentricity : 0.333
Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for overturning :	$SF_o =$	2.00	[-]
Safety factor for sliding resistance :	$SF_s =$	1.50	[-]
Safety factor for bearing capacity :	$SF_b =$	1.50	[-]

Material of structure

Unit weight $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Cylinder compressive strength

$f_{ck} = 20.00 \text{ MPa}$

Tensile strength

$f_{ctm} = 2.20 \text{ MPa}$

Longitudinal steel : B500

Yield strength

$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	2.08
3	1.00	2.08
4	1.00	2.38
5	0.00	2.38
6	0.00	4.46
7	1.70	4.46
8	1.70	4.86
9	0.00	4.86
10	0.00	5.16
11	-0.30	5.16
12	-0.30	4.86
13	-1.30	4.86
14	-1.30	4.46
15	-0.30	4.46

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
16	-0.30	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.
Wall section area = 2.93 m².

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	TALUD + RELLENO		12.79	9.39	26.04	16.04	8.50

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

TALUD + RELLENO

Unit weight : $\gamma = 26.04$ kN/m³
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 12.79^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 9.39$ kPa
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 8.50^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 26.04$ kN/m³

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1		- 0.00 .. ∞	TALUD + RELLENO	

Foundation

Type of foundation : soil from geological profile

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge new	change	Action	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	Yes		permanent	10.00		3.99	5.00	on terrain

No.	Name
1	VIVIENDA

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure: passive
 Soil on front face of the structure - TALUD + RELLENO
 Angle of friction struc.-soil $\delta = 8.50^\circ$
 Soil thickness in front of structure $h = 0.40$ m
 Terrain surcharge $f = 5.00$ kN/m²

Terrain in front of structure is flat.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

Verification No. 1

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.55	67.34	1.36	1.000
FF resistance	-29.70	0.00	-4.44	0.00	3.400
Resistance on front face	-6.51	-0.05	-0.97	0.00	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.11	47.11	1.87	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.20	16.31	1.63	1.000
Active pressure	156.95	-1.49	164.93	3.01	1.000
VIVIENDA	10.62	-1.88	10.13	2.72	1.000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 729.38$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 253.81$ kNm/m

Safety factor = 2.87 > 2.00

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 93.95$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 60.06$ kN/m

Safety factor = 1.56 > 1.50

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Bearing capacity of foundation soil

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	-40.94	289.75	60.06	0.000	96.58

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-40.94	289.75	60.06

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : rectangle

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0.000$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0.333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom $\sigma = 96.58$ kPa

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 150.00$ kPa

Safety factor = 1.55 > 1.50

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Dimensioning No. 1

Wall stem check - front reinf.

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-2.23	37.67	0.27	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.42	54.16	0.80	1.000
Pressure at rest	201.54	-1.49	0.00	1.30	1.000
VIVIENDA	13.36	-1.89	0.00	1.30	1.000

Wall stem check - front reinf.

Front reinforcement is not required.

Wall stem check - back reinf.

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-2.23	37.67	0.27	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.42	54.16	0.80	1.000
Pressure at rest	201.54	-1.49	0.00	1.30	1.000
VIVIENDA	13.36	-1.89	0.00	1.30	1.000

Wall stem check - back reinf.

Wall check at the construction joint 4.46 m from the wall crest

Reinforcement and dimensions of the cross-section

10 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 3141.6 mm²

Required reinforcement area = 2934.0 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.30 m

Reinforcement ratio $\rho = 1.21 \% > 0.13 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $x = 0.08 \text{ m} < 0.16 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 307.85 \text{ kNm} > 285.06 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Cross-section must be reinforced by shear reinforcement with minimal area of 844.9 mm²/m.

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall jump check

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.55	67.34	1.36	1.000
FF resistance	-29.70	0.00	-4.44	0.00	1.000

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Resistance on front face	-6.51	-0.05	-0.97	0.00	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.11	47.11	1.87	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.20	16.31	1.63	1.000
Active pressure	156.95	-1.49	164.93	3.01	1.000
VIVIENDA	10.62	-1.88	10.13	2.72	1.000

Wall jump check

Reinforcement and dimensions of the cross-section

5 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 1570.8 mm²

Required reinforcement area = 468.0 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.40 m

Reinforcement ratio ρ = 0.44 % > 0.13 % = ρ_{min}

Position of neutral axis x = 0.06 m < 0.22 m = x_{max}

Ultimate shear force V_{Rd} = 155.23 kN > 90.93 kN = V_{Ed}

Ultimate moment M_{Rd} = 228.37 kNm > 58.49 kNm = M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall heel check

Forces acting on construction

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.20	15.64	2.15	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.11	47.11	1.87	1.000
Active pressure	156.95	-1.49	164.93	3.01	1.000
VIVIENDA	10.62	-1.88	10.13	2.72	1.000
Contact stress	0.00	0.00	-182.37	2.17	1.000

Wall heel check

Reinforcement and dimensions of the cross-section

5 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 1570.8 mm²

Required reinforcement area = 1557.4 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.40 m

Reinforcement ratio ρ = 0.44 % > 0.13 % = ρ_{min}

Position of neutral axis x = 0.06 m < 0.22 m = x_{max}

Ultimate shear force V_{Rd} = 155.23 kN > 55.44 kN = V_{Ed}

Ultimate moment M_{Rd} = 228.37 kNm > 226.57 kNm = M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.

Stress relief plate check

Forces acting on construction

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - earth wedge	0.00	-1.34	54.16	0.50	1.000

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.15	6.90	0.50	1.000

Stress relief plate check

Reinforcement and dimensions of the cross-section

5 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 1570.8 mm²

Required reinforcement area = 338.0 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.30 m

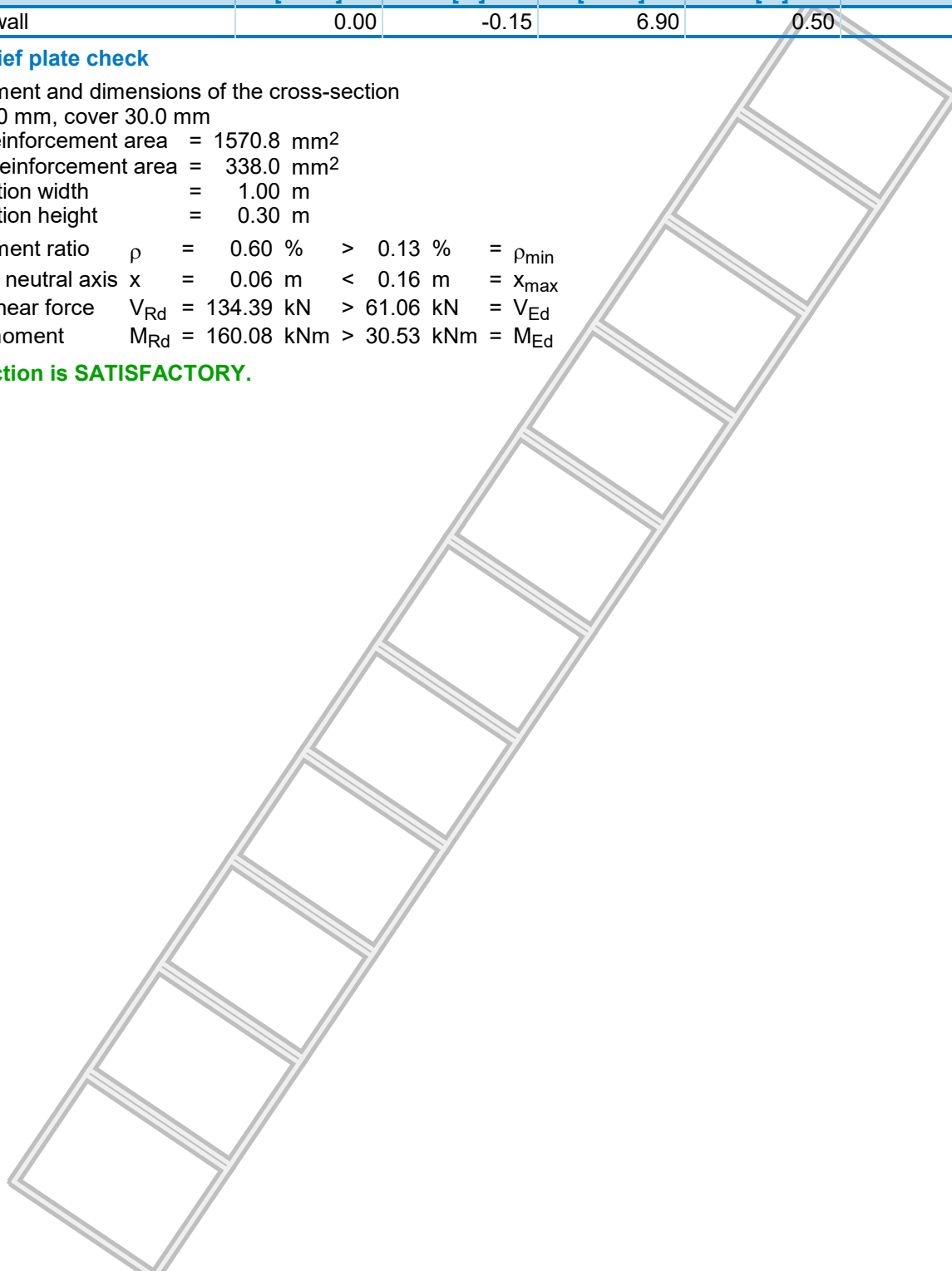
Reinforcement ratio ρ = 0.60 % > 0.13 % = ρ_{min}

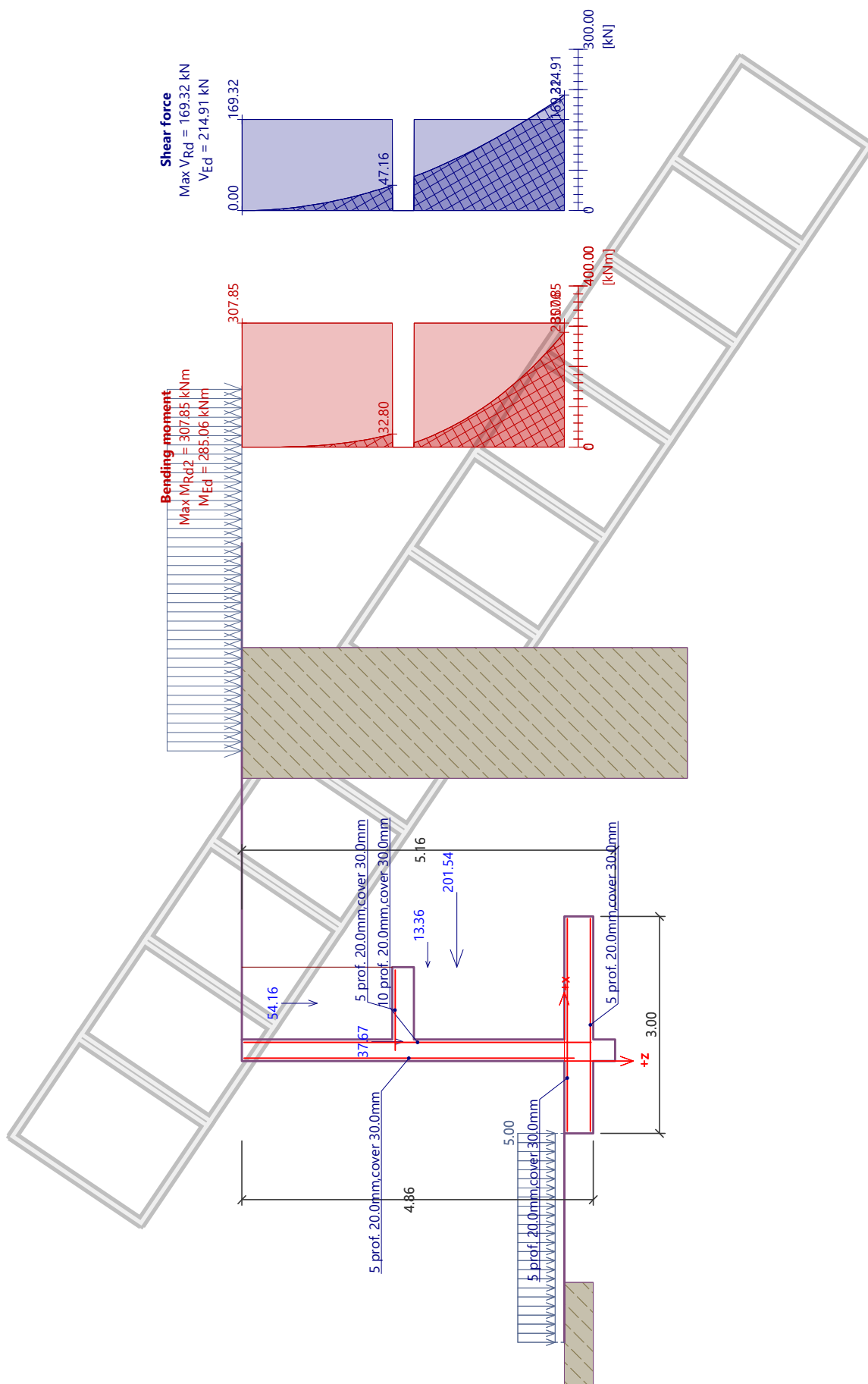
Position of neutral axis x = 0.06 m < 0.16 m = x_{max}

Ultimate shear force V_{Rd} = 134.39 kN > 61.06 kN = V_{Ed}

Ultimate moment M_{Rd} = 160.08 kNm > 30.53 kNm = M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.





ANTILEVER WALL ANALYSIS 1+800

Input data

Settings

(input for current task)

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb
Passive earth pressure calculation : Coulomb
Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
Shape of earth wedge : Calculate as skew
Base key : The base key is considered as inclined footing bottom
Allowable eccentricity : 0.333
Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for overturning :	$SF_o =$	2.00	[-]
Safety factor for sliding resistance :	$SF_s =$	1.50	[-]
Safety factor for bearing capacity :	$SF_b =$	1.50	[-]

Material of structure

Unit weight $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Cylinder compressive strength

$f_{ck} = 20.00 \text{ MPa}$

Tensile strength

$f_{ctm} = 2.20 \text{ MPa}$

Longitudinal steel : B500

Yield strength

$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	1.97
3	1.00	1.97
4	1.00	2.27
5	0.00	2.27
6	0.00	4.23
7	1.50	4.23
8	1.50	4.63
9	0.00	4.63
10	0.00	4.93
11	-0.30	4.93
12	-0.30	4.63
13	-1.30	4.63
14	-1.30	4.23
15	-0.30	4.23

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
16	-0.30	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.
Wall section area = 2.78 m².

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	TALUD + RELLENO		12.79	9.39	26.04	16.04	8.50

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

TALUD + RELLENO

Unit weight : $\gamma = 26.04$ kN/m³
Stress-state : effective
Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 12.79^\circ$
Cohesion of soil : $c_{ef} = 9.39$ kPa
Angle of friction struc.-soil : $\delta = 8.50^\circ$
Soil : cohesionless
Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 26.04$ kN/m³

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1		- 0.00 .. ∞	TALUD + RELLENO	

Foundation

Type of foundation : soil from geological profile

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change						
1	Yes		permanent	10.00		3.53	5.00	on terrain

No.	Name
1	VIVINDA

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure: passive
Soil on front face of the structure - TALUD + RELLENO
Angle of friction struc.-soil $\delta = 8.50^\circ$
Soil thickness in front of structure $h = 0.40$ m
Terrain surcharge $f = 5.00$ kN/m²

Terrain in front of structure is flat.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

Verification No. 1

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.50	63.92	1.32	1.000
FF resistance	-29.70	0.00	-4.44	0.00	3.100
Resistance on front face	-6.51	-0.05	-0.97	0.00	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.03	36.69	1.80	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.08	16.31	1.63	1.000
Active pressure	140.28	-1.42	144.20	2.10	1.000
VIVINDA	10.76	-1.83	9.83	2.00	1.000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 500.32$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 218.65$ kNm/m

Safety factor = 2.29 > 2.00

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 78.81$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 52.45$ kN/m

Safety factor = 1.50 > 1.50

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Bearing capacity of foundation soil

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	77.03	256.21	52.45	0.107	116.53

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	77.03	256.21	52.45

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : rectangle

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0.107$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0.333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom $\sigma = 116.53$ kPa

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 180.00$ kPa

Safety factor = 1.54 > 1.50

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Dimensioning No. 1

Wall stem check - front reinf.

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-2.11	36.08	0.27	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.24	51.30	0.80	1.000
Pressure at rest	181.29	-1.41	0.00	1.30	1.000
VIVINDA	13.99	-1.83	0.00	1.30	1.000

Wall stem check - front reinf.

Front reinforcement is not required.

Wall stem check - back reinf.

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-2.11	36.08	0.27	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.24	51.30	0.80	1.000
Pressure at rest	181.29	-1.41	0.00	1.30	1.000
VIVINDA	13.99	-1.83	0.00	1.30	1.000

Wall stem check - back reinf.

Wall check at the construction joint 4.23 m from the wall crest

Reinforcement and dimensions of the cross-section

8 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 2513.3 mm²

Required reinforcement area = 2528.0 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.30 m

Reinforcement ratio $\rho = 0.97\%$ > 0.13% = ρ_{min}

Position of neutral axis $x = 0.06$ m < 0.16 m = x_{max}

Ultimate moment $M_{Rd} = 250.24$ kNm > 243.25 kNm = M_{Ed}

Cross-section must be reinforced by shear reinforcement with minimal area of 767.7 mm²/m.

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall jump check

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.50	63.92	1.32	1.000
FF resistance	-29.70	0.00	-4.44	0.00	1.000

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Resistance on front face	-6.51	-0.05	-0.97	0.00	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.03	36.69	1.80	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-3.08	16.31	1.63	1.000
Active pressure	140.28	-1.42	144.20	2.10	1.000
VIVINDA	10.76	-1.83	9.83	2.00	1.000

Wall jump check

Reinforcement and dimensions of the cross-section

5 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 1570.8 mm²

Required reinforcement area = 675.5 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.40 m

Reinforcement ratio ρ = 0.44 % > 0.13 % = ρ_{min}

Position of neutral axis x = 0.06 m < 0.22 m = x_{max}

Ultimate shear force V_{Rd} = 155.23 kN > 130.06 kN = V_{Ed}

Ultimate moment M_{Rd} = 228.37 kNm > 102.49 kNm = M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall heel check

Forces acting on construction

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.20	13.80	2.05	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.03	36.69	1.80	1.000
Active pressure	140.28	-1.42	144.20	2.10	1.000
VIVINDA	10.76	-1.83	9.83	2.00	1.000
Contact stress	0.00	0.00	-94.13	1.90	1.000

Wall heel check

Reinforcement and dimensions of the cross-section

5 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 1570.8 mm²

Required reinforcement area = 939.2 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.40 m

Reinforcement ratio ρ = 0.44 % > 0.13 % = ρ_{min}

Position of neutral axis x = 0.06 m < 0.22 m = x_{max}

Ultimate shear force V_{Rd} = 155.23 kN > 110.39 kN = V_{Ed}

Ultimate moment M_{Rd} = 228.37 kNm > 140.76 kNm = M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.

Stress relief plate check

Forces acting on construction

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - earth wedge	0.00	-1.28	51.30	0.50	1.000

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.15	6.90	0.50	1.000

Stress relief plate check

Reinforcement and dimensions of the cross-section

5 prof. 20.0 mm, cover 30.0 mm

Inputted reinforcement area = 1570.8 mm²

Required reinforcement area = 338.0 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.30 m

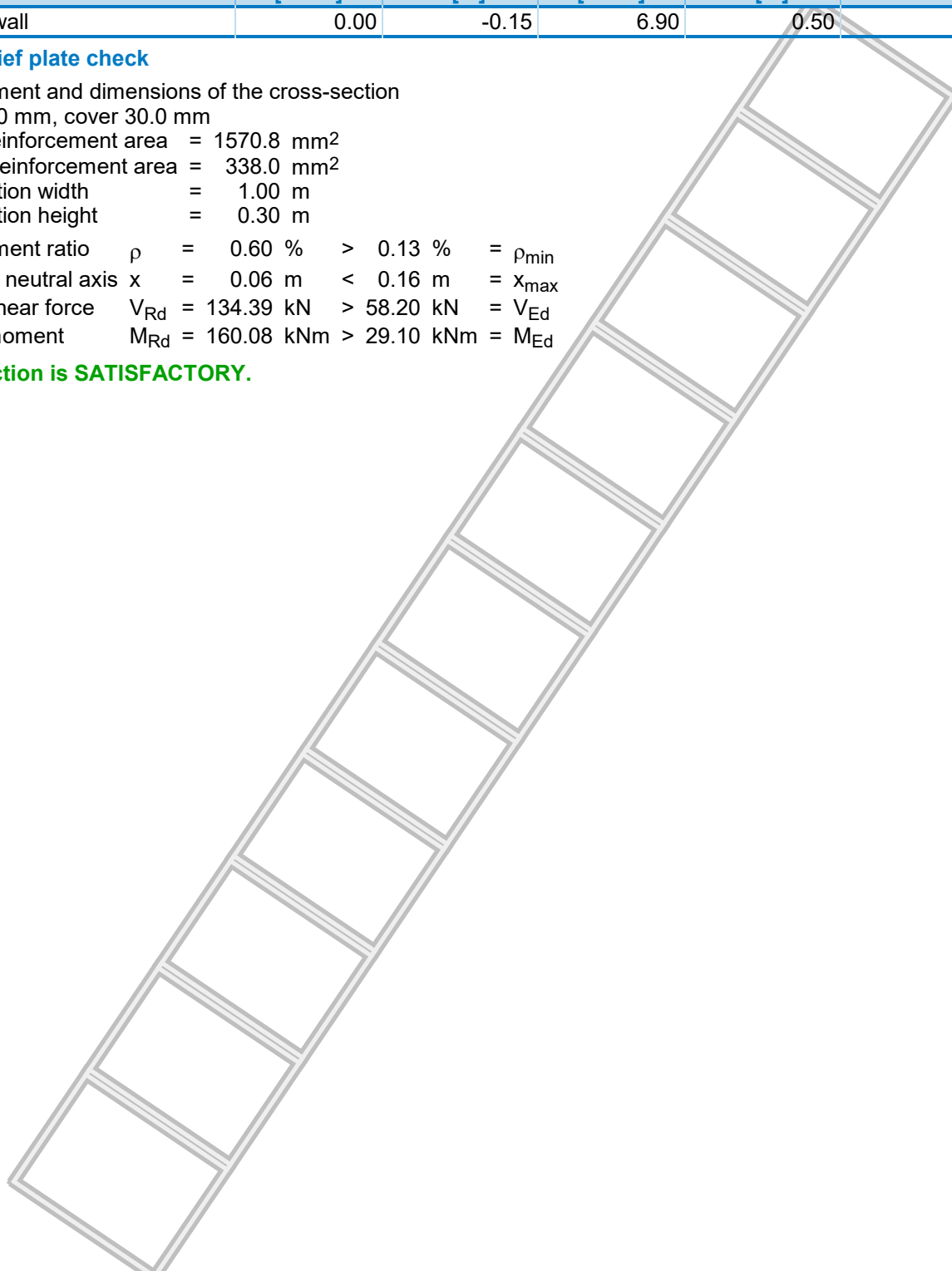
Reinforcement ratio ρ = 0.60 % > 0.13 % = ρ_{min}

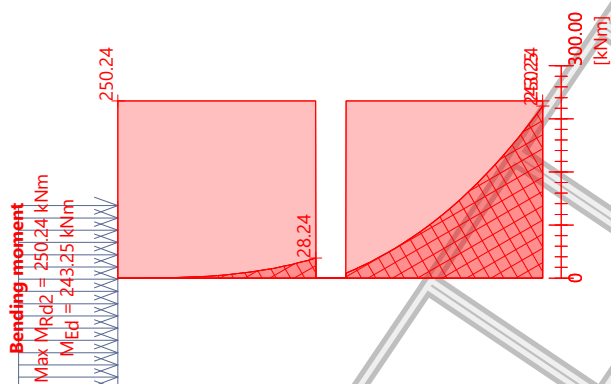
Position of neutral axis x = 0.06 m < 0.16 m = x_{max}

Ultimate shear force V_{Rd} = 134.39 kN > 58.20 kN = V_{Ed}

Ultimate moment M_{Rd} = 160.08 kNm > 29.10 kNm = M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.





ANEXO 8

**INFORME DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD
DEL TALUD CON MURO**

SLOPE STABILITY ANALYSIS WITH WALL 1+760

Input data

Settings

Standard - safety factors

Stability analysis

Earthquake analysis : Standard

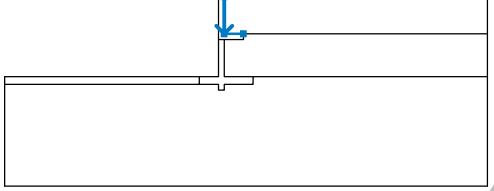
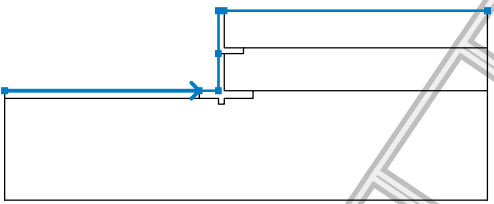
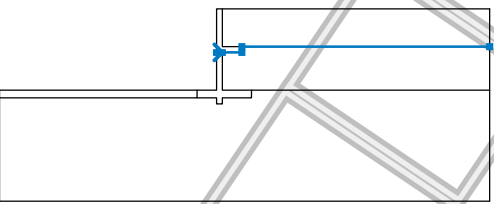
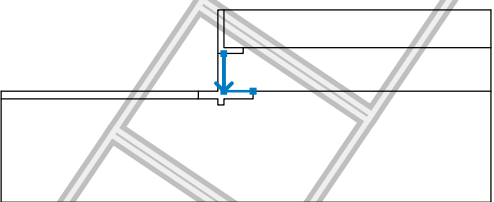
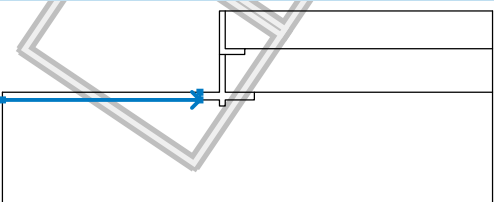
Verification methodology : Safety factors (ASD)

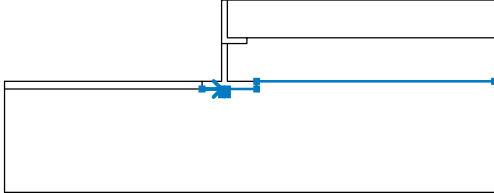
Safety factors

Permanent design situation

Safety factor : $SF_s = 1.50 [-]$

Interface

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0.00	0.00	0.00	-1.94	1.00	-1.94
2		-11.43	-4.17	-1.30	-4.17	-0.30	-4.17
		-0.30	-2.24	-0.30	0.00	0.00	0.00
		13.71	0.00				
3		-0.30	-2.24	0.00	-2.24	1.00	-2.24
		1.00	-1.94	13.71	-1.94		
4		0.00	-2.24	0.00	-4.17	1.50	-4.17
5		-11.43	-4.57	-1.30	-4.57	-1.30	-4.17

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
6		-1.30	-4.57	-0.30	-4.57	-0.30	-4.87
		0.00	-4.87	0.00	-4.57	1.50	-4.57
		1.50	-4.17	13.71	-4.17		

Soil parameters - effective stress state

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m³]
1	TALUD + RELLENO		12.79	9.39	26.04

Soil parameters - uplift

No.	Name	Pattern	γ_{sat} [kN/m³]	γ_s [kN/m³]	n [-]
1	TALUD + RELLENO		26.04		

Soil parameters

TALUD + RELLENO

Unit weight :

$$\gamma = 26.04 \text{ kN/m}^3$$

Stress-state :

effective

Angle of internal friction :

$$\varphi_{ef} = 12.79^\circ$$

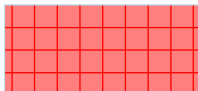
Cohesion of soil :

$$c_{ef} = 9.39 \text{ kPa}$$

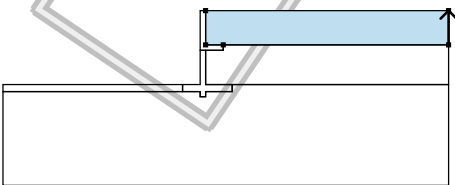
Saturated unit weight :

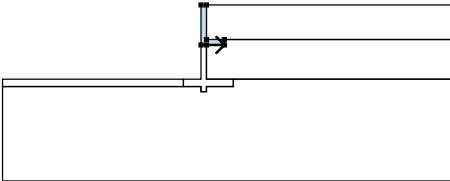
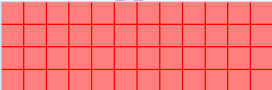
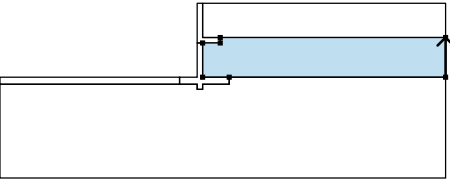
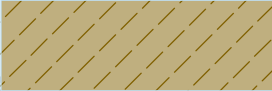
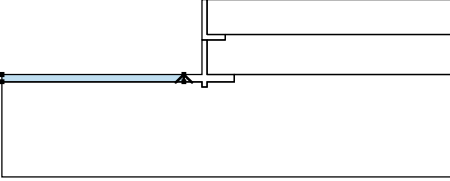
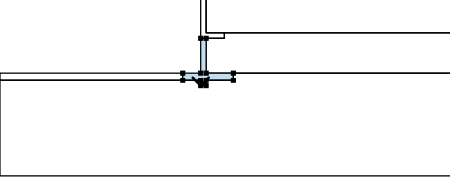
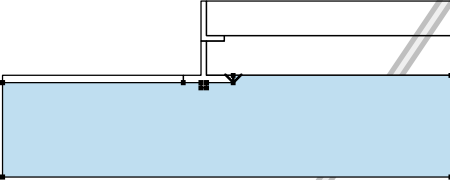
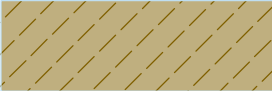
$$\gamma_{sat} = 26.04 \text{ kN/m}^3$$

Rigid bodies

No.	Name	Sample	γ [kN/m³]
1	Material of structure		23.00

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		13.71	-1.94	13.71	0.00	TALUD + RELLENO 
		0.00	0.00	0.00	-1.94	
		1.00	-1.94			

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
2		0.00	-2.24	1.00	-2.24	Material of structure 
		1.00	-1.94	0.00	-1.94	
		0.00	0.00	-0.30	0.00	
		-0.30	-2.24			
3		13.71	-4.17	13.71	-1.94	TALUD + RELLENO 
		1.00	-1.94	1.00	-2.24	
		0.00	-2.24	0.00	-4.17	
		1.50	-4.17			
4		-1.30	-4.57	-1.30	-4.17	TALUD + RELLENO 
		-11.43	-4.17	-11.43	-4.57	
5		-0.30	-4.57	-0.30	-4.87	Material of structure 
		0.00	-4.87	0.00	-4.57	
		1.50	-4.57	1.50	-4.17	
		0.00	-4.17	0.00	-2.24	
		-0.30	-2.24	-0.30	-4.17	
		-1.30	-4.17	-1.30	-4.57	
6		1.50	-4.17	1.50	-4.57	TALUD + RELLENO 
		0.00	-4.57	0.00	-4.87	
		-0.30	-4.87	-0.30	-4.57	
		-1.30	-4.57	-11.43	-4.57	
		-11.43	-9.87	13.71	-9.87	
		13.71	-4.17			

Surcharge

No.	Type	Type of action	Location z [m]	Origin x [m]	Length l [m]	Width b [m]	Slope α [°]	Magnitude		
								q, q ₁ , f, F	q ₂	unit
1	strip	permanent	on terrain	x = 2.20	l = 5.00		0.00	10.00		kN/m ²
2	strip	permanent	on terrain	x = -11.43	l = 10.13		0.00	5.00		kN/m ²

Surcharges

No.	Name
1	VIVIENDA

Water

Water type : No water

Tensile crack

Tensile crack not input.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Results (Stage of construction 1)

Analysis 1

Circular slip surface

Slip surface parameters					
Center :	x =	-3.70 [m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-13.86 [°]
	z =	26.84 [m]		$\alpha_2 =$	32.83 [°]
Radius :	R =	31.94 [m]			
Analysis of the slip surface without optimization.					

Slope stability verification (all methods)

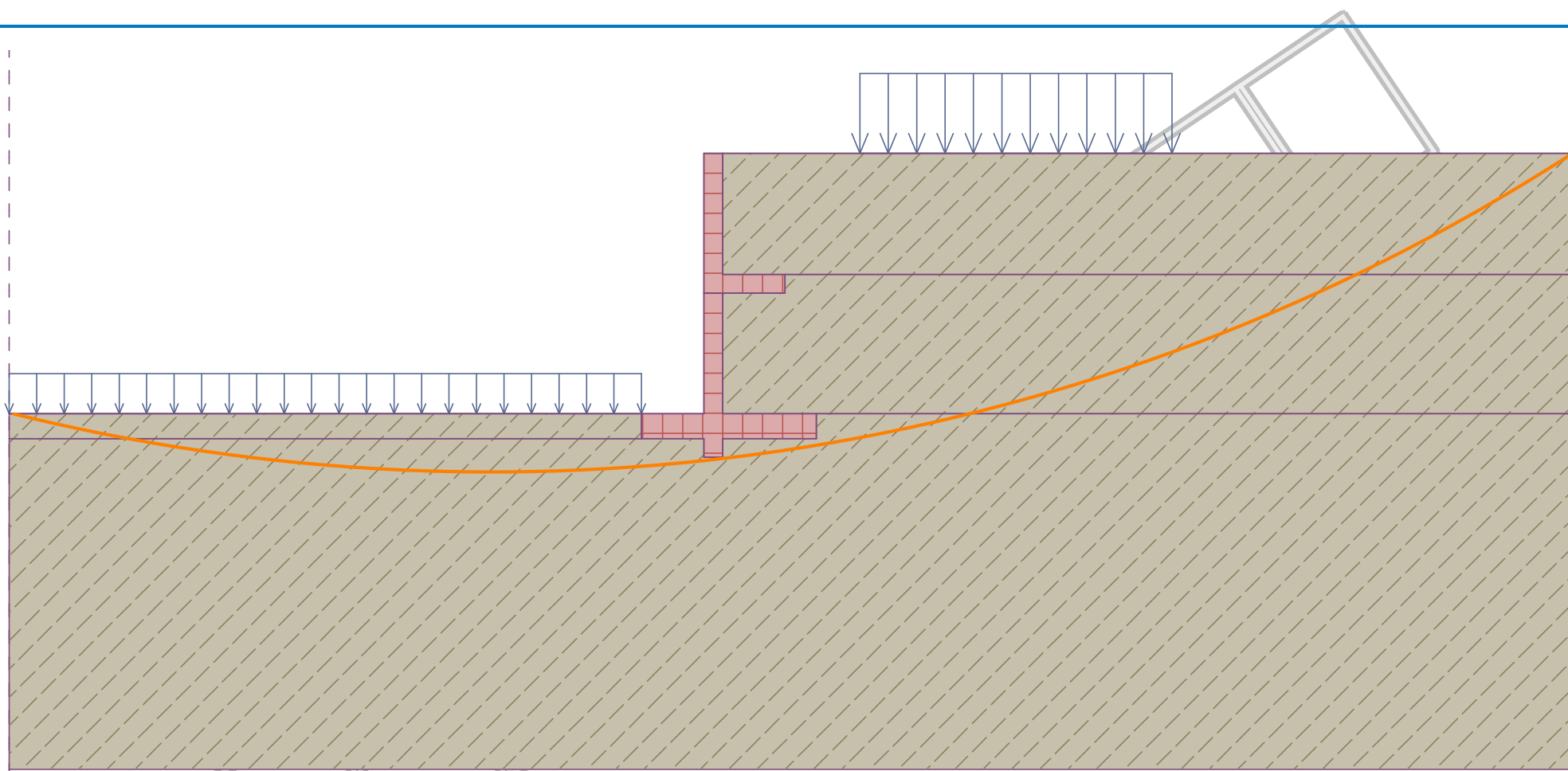
Bishop : FS = 1.89 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Fellenius / Petterson : FS = 1.85 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Spencer : FS = 1.89 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Janbu : FS = 1.89 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Morgenstern-Price : FS = 1.89 > 1.50 **ACCEPTABLE**



Analysis of the slip surface without optimization.

Slope stability verification (all methods)

Bishop : FS = 1.89 > 1.50 **ACCEPTABLE**
 Fellenius / Petterson : FS = 1.85 > 1.50 **ACCEPTABLE**
 Spencer : FS = 1.89 > 1.50 **ACCEPTABLE**
 Janbu : FS = 1.89 > 1.50 **ACCEPTABLE**
 Morgenstern-Price : FS = 1.89 > 1.50 **ACCEPTABLE**

SLOPE STABILITY ANALYSIS WITH WALL 1+770

Input data

Settings

(input for current task)

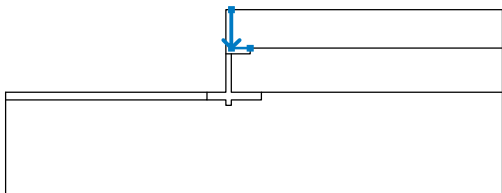
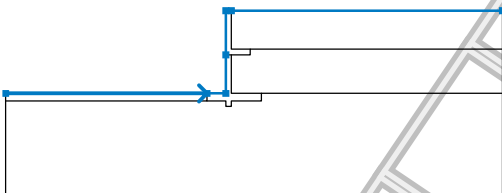
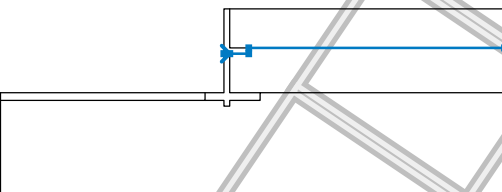
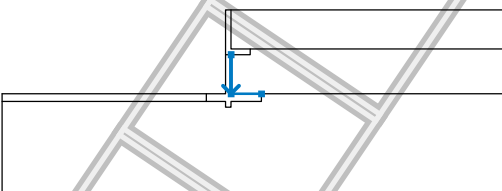
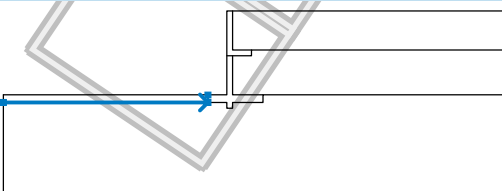
Stability analysis

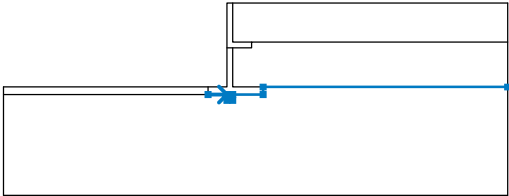
Earthquake analysis : Standard

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors		
Permanent design situation		
Safety factor :	$SF_s =$	1.50 [-]

Interface

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0.00	0.00	0.00	-2.06	1.00	-2.06
2		-12.05	-4.42	-1.30	-4.42	-0.30	-4.42
		-0.30	-2.36	-0.30	0.00	0.00	0.00
		14.46	0.00				
3		-0.30	-2.36	0.00	-2.36	1.00	-2.36
		1.00	-2.06	14.46	-2.06		
4		0.00	-2.36	0.00	-4.42	1.60	-4.42
5		-12.05	-4.82	-1.30	-4.82	-1.30	-4.42

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
6		-1.30	-4.82	-0.30	-4.82	-0.30	-5.12
		0.00	-5.12	0.00	-4.82	1.60	-4.82
		1.60	-4.42	14.46	-4.42		

Soil parameters - effective stress state

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m³]
1	TALUD + RELLENO		12.79	9.39	26.04

Soil parameters - uplift

No.	Name	Pattern	γ_{sat} [kN/m³]	γ_s [kN/m³]	n [-]
1	TALUD + RELLENO		26.04		

Soil parameters

TALUD + RELLENO

Unit weight :

$$\gamma = 26.04 \text{ kN/m}^3$$

Stress-state :

effective

Angle of internal friction :

$$\varphi_{ef} = 12.79^\circ$$

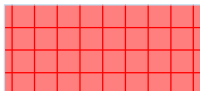
Cohesion of soil :

$$c_{ef} = 9.39 \text{ kPa}$$

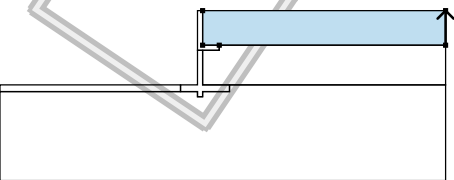
Saturated unit weight :

$$\gamma_{sat} = 26.04 \text{ kN/m}^3$$

Rigid bodies

No.	Name	Sample	γ [kN/m³]
1	Material of structure		23.00

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		14.46	-2.06	14.46	0.00	TALUD + RELLENO 
		0.00	0.00	0.00	-2.06	
		1.00	-2.06			

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
2		0.00	-2.36	1.00	-2.36	Material of structure
		1.00	-2.06	0.00	-2.06	
		0.00	0.00	-0.30	0.00	
		-0.30	-2.36			
3		14.46	-4.42	14.46	-2.06	TALUD + RELLENO
		1.00	-2.06	1.00	-2.36	
		0.00	-2.36	0.00	-4.42	
		1.60	-4.42			
4		-1.30	-4.82	-1.30	-4.42	TALUD + RELLENO
		-12.05	-4.42	-12.05	-4.82	
5		-0.30	-4.82	-0.30	-5.12	Material of structure
		0.00	-5.12	0.00	-4.82	
		1.60	-4.82	1.60	-4.42	
		0.00	-4.42	0.00	-2.36	
		-0.30	-2.36	-0.30	-4.42	
		-1.30	-4.42	-1.30	-4.82	
6		1.60	-4.42	1.60	-4.82	TALUD + RELLENO
		0.00	-4.82	0.00	-5.12	
		-0.30	-5.12	-0.30	-4.82	
		-1.30	-4.82	-12.05	-4.82	
		-12.05	-10.12	14.46	-10.12	
		14.46	-4.42			

Surcharge

No.	Type	Type of action	Location z [m]	Origin x [m]	Length l [m]	Width b [m]	Slope α [°]	Magnitude		
								q, q ₁ , f, F	q ₂	unit
1	strip	permanent	on terrain	x = 3.89	l = 5.00		0.00	10.00		kN/m ²
2	strip	permanent	on terrain	x = -12.05	l = 10.75		0.00	5.00		kN/m ²

Surcharges

No.	Name
1	VIVIENDA

Water

Water type : No water

Tensile crack

Tensile crack not input.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Results (Stage of construction 1)

Analysis 1

Circular slip surface

Slip surface parameters					
Center :	x =	-3.95 [m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-13.68 [°]
	z =	28.48 [m]		$\alpha_2 =$	32.74 [°]
Radius :	R =	33.86 [m]			
Analysis of the slip surface without optimization.					

Slope stability verification (all methods)

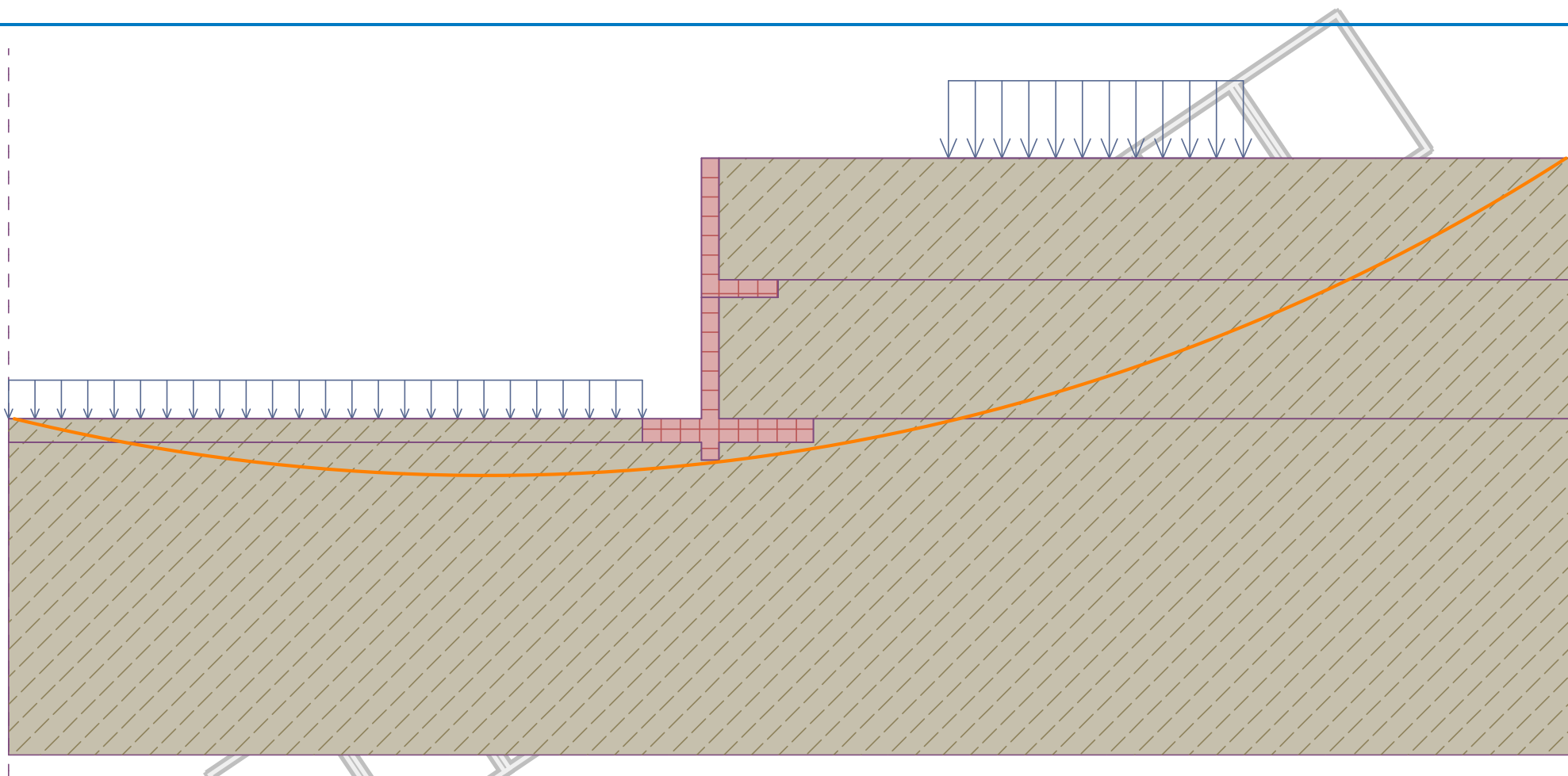
Bishop : FS = 1.83 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Fellenius / Petterson : FS = 1.79 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Spencer : FS = 1.83 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Janbu : FS = 1.83 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Morgenstern-Price : FS = 1.83 > 1.50 **ACCEPTABLE**



Analysis of the slip surface without optimization.

Slope stability verification (all methods)

Bishop :	$FS = 1.83 > 1.50$	ACCEPTABLE
Fellenius / Petterson :	$FS = 1.79 > 1.50$	ACCEPTABLE
Spencer :	$FS = 1.83 > 1.50$	ACCEPTABLE
Janbu :	$FS = 1.83 > 1.50$	ACCEPTABLE
Morgenstern-Price :	$FS = 1.83 > 1.50$	ACCEPTABLE

SLOPE STABILITY ANALYSIS WITH WALL 1+780

Input data

Settings

(input for current task)

Stability analysis

Earthquake analysis : Standard

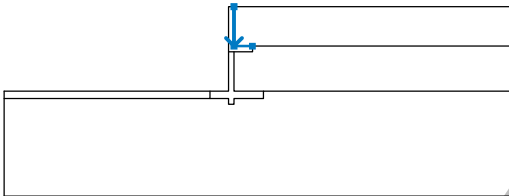
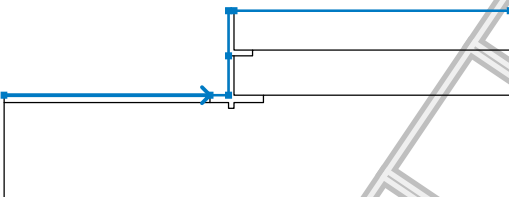
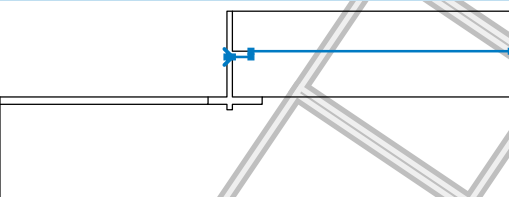
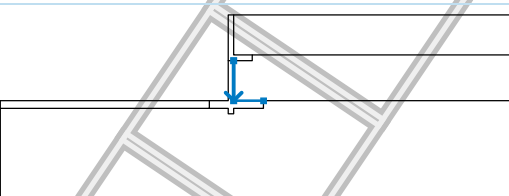
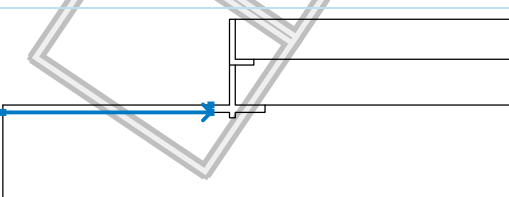
Verification methodology : Safety factors (ASD)

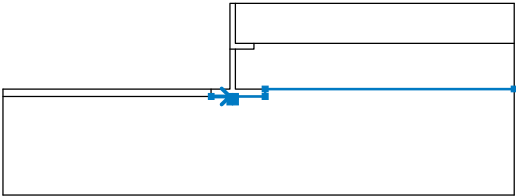
Safety factors

Permanent design situation

Safety factor : $SF_s = 1.50 [-]$

Interface

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0.00	0.00	0.00	-2.15	1.00	-2.15
2		-12.50	-4.60	-1.30	-4.60	-0.30	-4.60
		-0.30	-2.45	-0.30	0.00	0.00	0.00
		15.00	0.00				
3		-0.30	-2.45	0.00	-2.45	1.00	-2.45
		1.00	-2.15	15.00	-2.15		
4		0.00	-2.45	0.00	-4.60	1.60	-4.60
5		-12.50	-5.00	-1.30	-5.00	-1.30	-4.60

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
6		-1.30	-5.00	-0.30	-5.00	-0.30	-5.30
		0.00	-5.30	0.00	-5.00	1.60	-5.00
		1.60	-4.60	15.00	-4.60		

Soil parameters - effective stress state

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	TALUD + RELLENO		12.79	9.39	26.04

Soil parameters - uplift

No.	Name	Pattern	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [–]
1	TALUD + RELLENO		26.04		

Soil parameters

TALUD + RELLENO

Unit weight :

Stress-state :

Angle of internal friction :

Cohesion of soil :

Saturated unit weight :

$$\gamma = 26.04 \text{ kN/m}^3$$

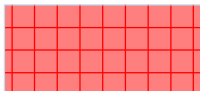
effective

$$\varphi_{ef} = 12.79^\circ$$

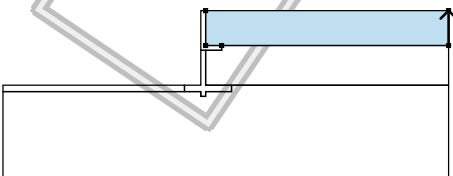
$$c_{ef} = 9.39 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{sat} = 26.04 \text{ kN/m}^3$$

Rigid bodies

No.	Name	Sample	γ [kN/m ³]
1	Material of structure		23.00

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		15.00	-2.15	15.00	0.00	TALUD + RELLENO 
		0.00	0.00	0.00	-2.15	
		1.00	-2.15			

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
2		0.00	-2.45	1.00	-2.45	Material of structure
		1.00	-2.15	0.00	-2.15	
		0.00	0.00	-0.30	0.00	
		-0.30	-2.45			
3		15.00	-4.60	15.00	-2.15	TALUD + RELLENO
		1.00	-2.15	1.00	-2.45	
		0.00	-2.45	0.00	-4.60	
		1.60	-4.60			
4		-1.30	-5.00	-1.30	-4.60	TALUD + RELLENO
		-12.50	-4.60	-12.50	-5.00	
5		-0.30	-5.00	-0.30	-5.30	Material of structure
		0.00	-5.30	0.00	-5.00	
		1.60	-5.00	1.60	-4.60	
		0.00	-4.60	0.00	-2.45	
		-0.30	-2.45	-0.30	-4.60	
		-1.30	-4.60	-1.30	-5.00	
6		1.60	-4.60	1.60	-5.00	TALUD + RELLENO
		0.00	-5.00	0.00	-5.30	
		-0.30	-5.30	-0.30	-5.00	
		-1.30	-5.00	-12.50	-5.00	
		-12.50	-10.30	15.00	-10.30	
		15.00	-4.60			

Surcharge

No.	Type	Type of action	Location z [m]	Origin x [m]	Length l [m]	Width b [m]	Slope α [°]	Magnitude		
								q, q ₁ , f, F	q ₂	unit
1	strip	permanent	on terrain	x = 3.83	l = 5.00		0.00	10.00		kN/m ²
2	strip	permanent	on terrain	x = -12.50	l = 11.20		0.00	5.00		kN/m ²

Surcharges

No.	Name
1	VIVIENDA

Water

Water type : No water

Tensile crack

Tensile crack not input.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Results (Stage of construction 1)

Analysis 1

Circular slip surface

Slip surface parameters					
Center :	x =	-4.16 [m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-13.45 [°]
	z =	29.82 [m]		$\alpha_2 =$	32.58 [°]
Radius :	R =	35.39 [m]			
Analysis of the slip surface without optimization.					

Slope stability verification (all methods)

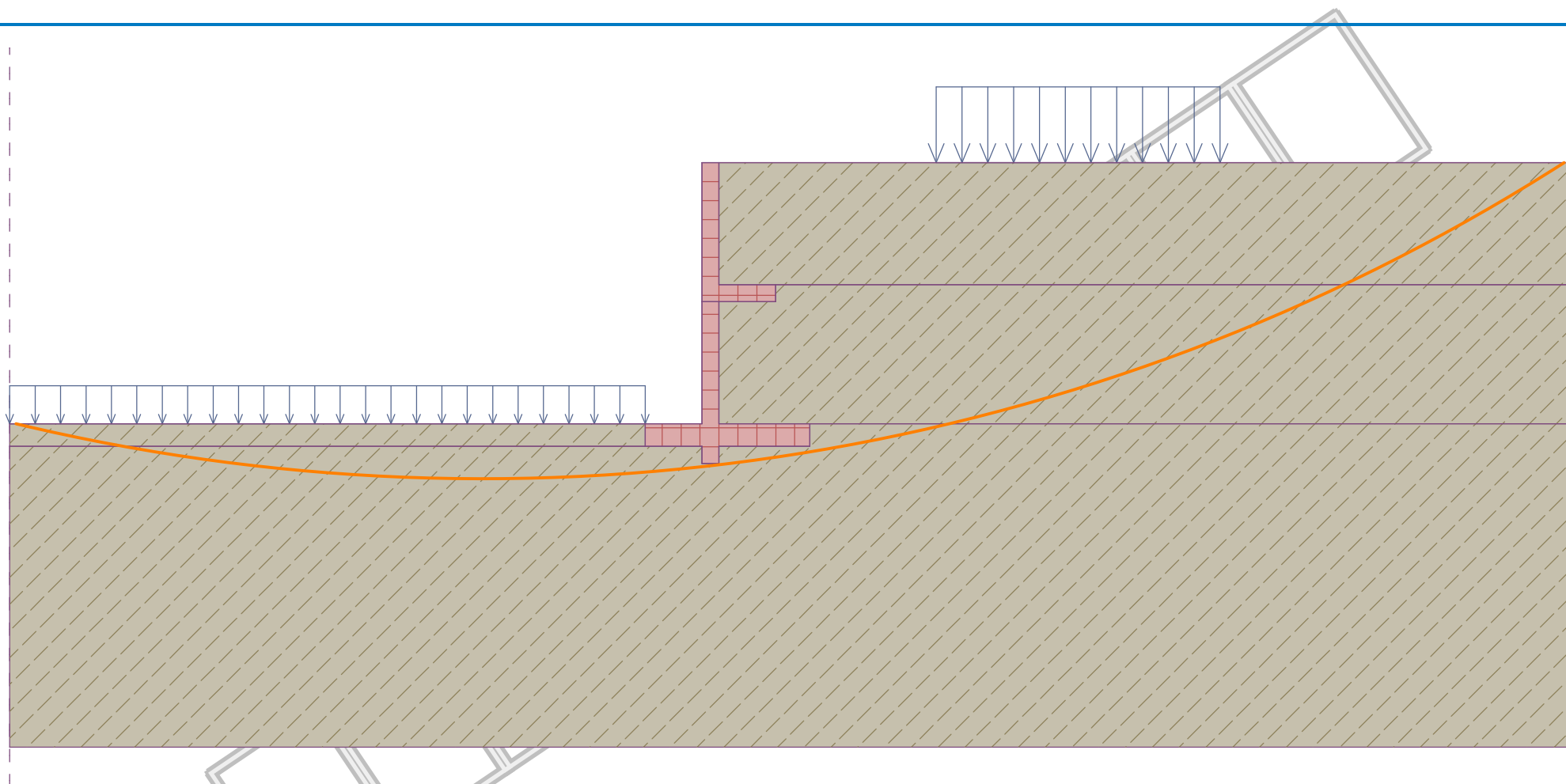
Bishop : FS = 1.80 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Fellenius / Petterson : FS = 1.77 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Spencer : FS = 1.80 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Janbu : FS = 1.80 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Morgenstern-Price : FS = 1.80 > 1.50 **ACCEPTABLE**



Analysis of the slip surface without optimization.

Slope stability verification (all methods)

Bishop : $FS = 1.80 > 1.50$ **ACCEPTABLE**
 Fellenius / Petterson : $FS = 1.77 > 1.50$ **ACCEPTABLE**
 Spencer : $FS = 1.80 > 1.50$ **ACCEPTABLE**
 Janbu : $FS = 1.80 > 1.50$ **ACCEPTABLE**
 Morgenstern-Price : $FS = 1.80 > 1.50$ **ACCEPTABLE**

SLOPE STABILITY ANALYSIS WITH WALL 1+790

Input data

Settings

(input for current task)

Stability analysis

Earthquake analysis : Standard

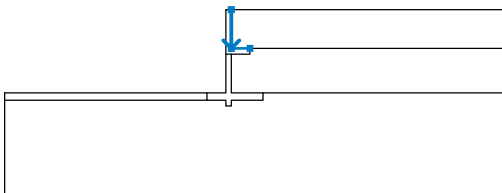
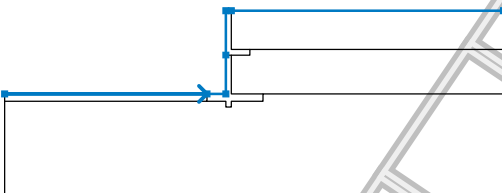
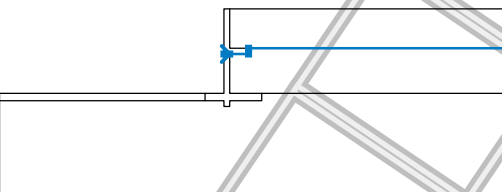
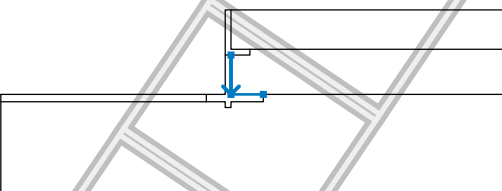
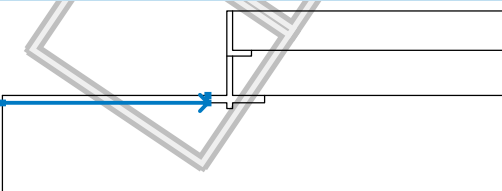
Verification methodology : Safety factors (ASD)

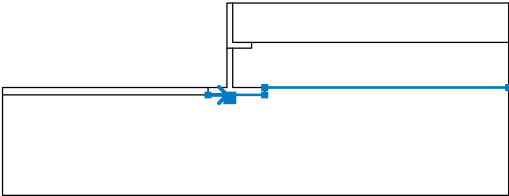
Safety factors

Permanent design situation

Safety factor : $SF_s = 1.50 [-]$

Interface

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0.00	0.00	0.00	-2.08	1.00	-2.08
2		-12.15	-4.46	-1.30	-4.46	-0.30	-4.46
		-0.30	-2.38	-0.30	0.00	0.00	0.00
		14.58	0.00				
3		-0.30	-2.38	0.00	-2.38	1.00	-2.38
		1.00	-2.08	14.58	-2.08		
4		0.00	-2.38	0.00	-4.46	1.70	-4.46
5		-12.15	-4.86	-1.30	-4.86	-1.30	-4.46

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
6		-1.30	-4.86	-0.30	-4.86	-0.30	-5.16
		0.00	-5.16	0.00	-4.86	1.70	-4.86
		1.70	-4.46	14.58	-4.46		

Soil parameters - effective stress state

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	TALUD + RELLENO		12.79	9.39	26.04

Soil parameters - uplift

No.	Name	Pattern	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	TALUD + RELLENO		26.04		

Soil parameters

TALUD + RELLENO

Unit weight :

Stress-state :

Angle of internal friction :

Cohesion of soil :

Saturated unit weight :

$$\gamma = 26.04 \text{ kN/m}^3$$

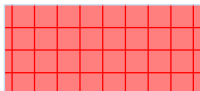
effective

$$\varphi_{ef} = 12.79^\circ$$

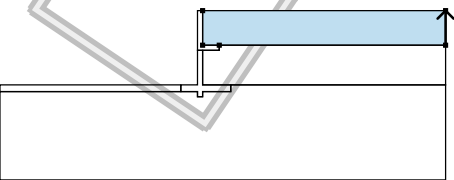
$$c_{ef} = 9.39 \text{ kPa}$$

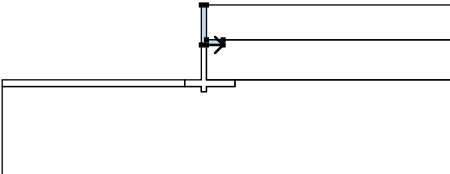
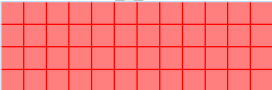
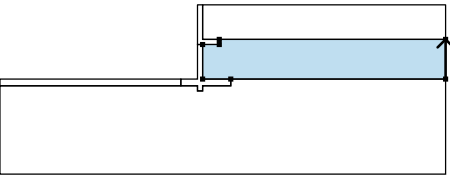
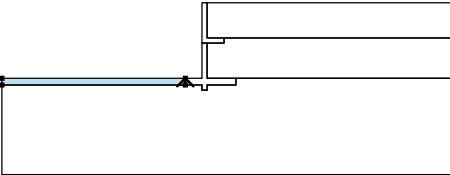
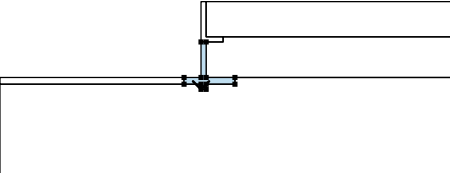
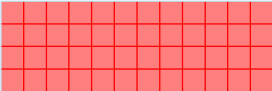
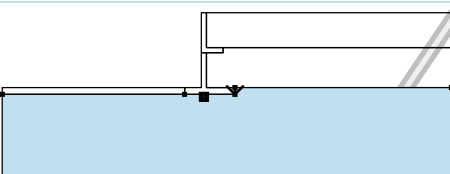
$$\gamma_{sat} = 26.04 \text{ kN/m}^3$$

Rigid bodies

No.	Name	Sample	γ [kN/m ³]
1	Material of structure		23.00

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		14.58	-2.08	14.58	0.00	TALUD + RELLENO 
		0.00	0.00	0.00	-2.08	
		1.00	-2.08			

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
2		0.00	-2.38	1.00	-2.38	Material of structure 
		1.00	-2.08	0.00	-2.08	
		0.00	0.00	-0.30	0.00	
		-0.30	-2.38			
3		14.58	-4.46	14.58	-2.08	TALUD + RELLENO 
		1.00	-2.08	1.00	-2.38	
		0.00	-2.38	0.00	-4.46	
		1.70	-4.46			
4		-1.30	-4.86	-1.30	-4.46	TALUD + RELLENO 
		-12.15	-4.46	-12.15	-4.86	
5		-0.30	-4.86	-0.30	-5.16	Material of structure 
		0.00	-5.16	0.00	-4.86	
		1.70	-4.86	1.70	-4.46	
		0.00	-4.46	0.00	-2.38	
		-0.30	-2.38	-0.30	-4.46	
		-1.30	-4.46	-1.30	-4.86	
6		1.70	-4.46	1.70	-4.86	TALUD + RELLENO 
		0.00	-4.86	0.00	-5.16	
		-0.30	-5.16	-0.30	-4.86	
		-1.30	-4.86	-12.15	-4.86	
		-12.15	-10.16	14.58	-10.16	
		14.58	-4.46			

Surcharge

No.	Type	Type of action	Location z [m]	Origin x [m]	Length l [m]	Width b [m]	Slope α [°]	Magnitude		
								q, q ₁ , f, F	q ₂	unit
1	strip	permanent	on terrain	x = 3.99	l = 5.00		0.00	10.00		kN/m ²
2	strip	permanent	on terrain	x = -12.15	l = 10.85		0.00	5.00		kN/m ²

Surcharges

No.	Name
1	VIVIENDA

Water

Water type : No water

Tensile crack

Tensile crack not input.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Results (Stage of construction 1)

Analysis 1

Circular slip surface

Slip surface parameters					
Center :	x =	-3.96 [m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-13.72 [°]
	z =	28.58 [m]		$\alpha_2 =$	32.82 [°]
Radius :	R =	34.01 [m]			
Analysis of the slip surface without optimization.					

Slope stability verification (all methods)

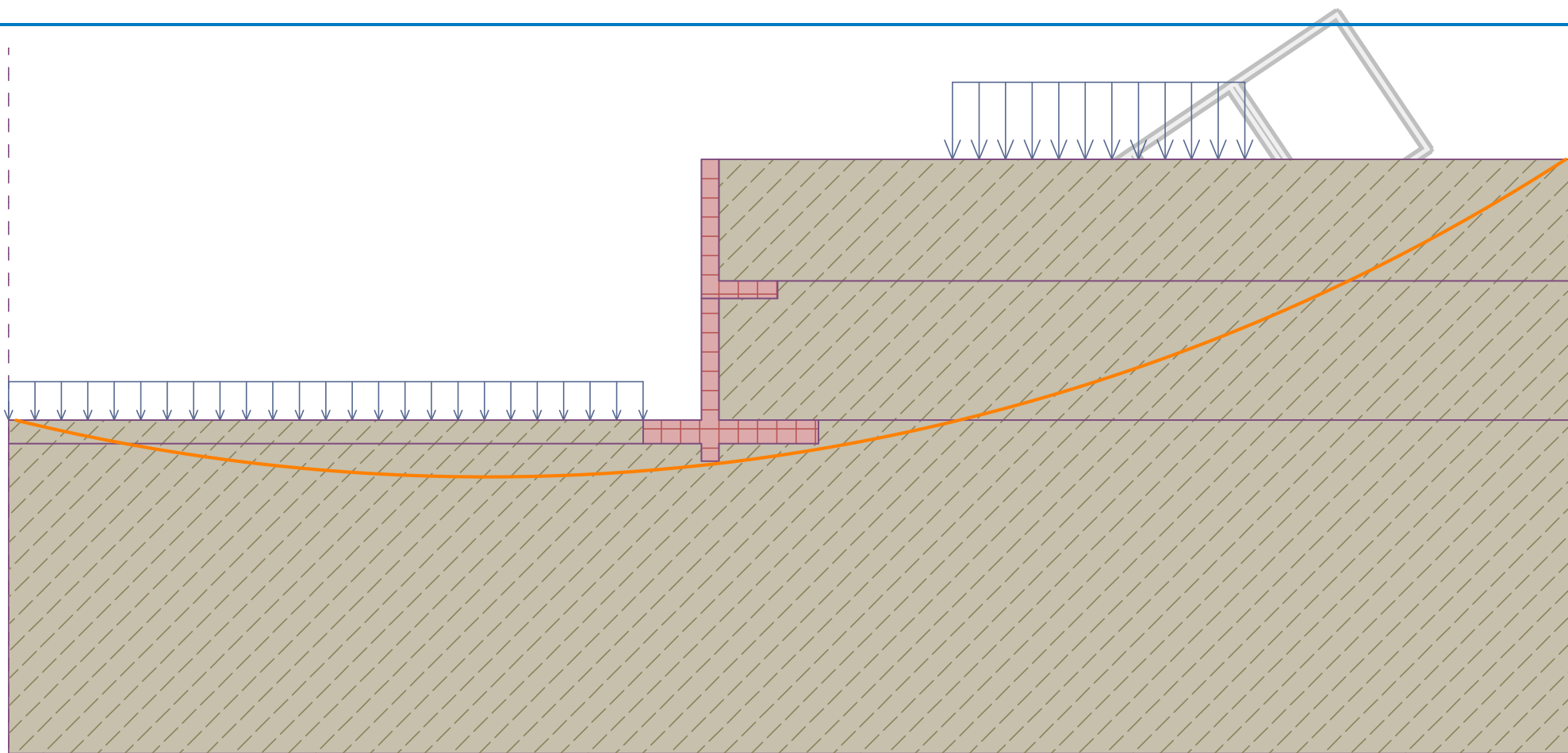
Bishop : FS = 1.82 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Fellenius / Petterson : FS = 1.78 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Spencer : FS = 1.82 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Janbu : FS = 1.82 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Morgenstern-Price : FS = 1.82 > 1.50 **ACCEPTABLE**



Analysis of the slip surface without optimization.

Slope stability verification (all methods)

Bishop : FS = 1.82 > 1.50 **ACCEPTABLE**
 Fellenius / Petterson : FS = 1.78 > 1.50 **ACCEPTABLE**
 Spencer : FS = 1.82 > 1.50 **ACCEPTABLE**
 Janbu : FS = 1.82 > 1.50 **ACCEPTABLE**
 Morgenstern-Price : FS = 1.82 > 1.50 **ACCEPTABLE**

SLOPE STABILITY ANALYSIS WITH WALL 1+800

Input data

Settings

(input for current task)

Stability analysis

Earthquake analysis : Standard

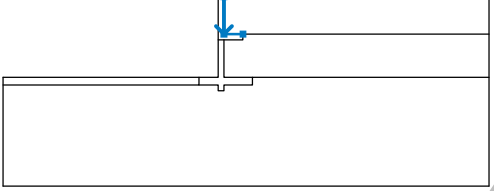
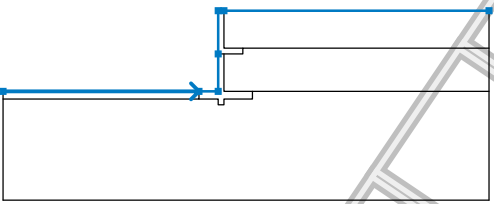
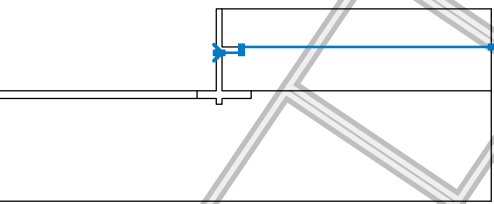
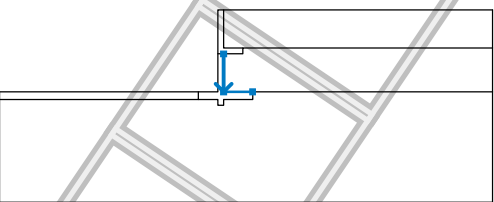
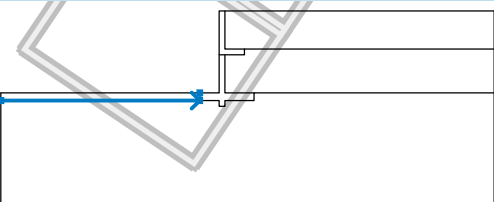
Verification methodology : Safety factors (ASD)

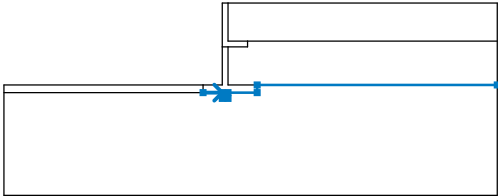
Safety factors

Permanent design situation

Safety factor : $SF_s = 1.50 [-]$

Interface

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0.00	0.00	0.00	-1.97	1.00	-1.97
2		-11.57	-4.23	-1.30	-4.23	-0.30	-4.23
		-0.30	-2.27	-0.30	0.00	0.00	0.00
		13.89	0.00				
3		-0.30	-2.27	0.00	-2.27	1.00	-2.27
		1.00	-1.97	13.89	-1.97		
4		0.00	-2.27	0.00	-4.23	1.50	-4.23
5		-11.57	-4.63	-1.30	-4.63	-1.30	-4.23

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
6		-1.30	-4.63	-0.30	-4.63	-0.30	-4.93
		0.00	-4.93	0.00	-4.63	1.50	-4.63
		1.50	-4.23	13.89	-4.23		

Soil parameters - effective stress state

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	TALUD + RELLENO		12.79	9.39	26.04

Soil parameters - uplift

No.	Name	Pattern	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	TALUD + RELLENO		26.04		

Soil parameters

TALUD + RELLENO

Unit weight :

$$\gamma = 26.04 \text{ kN/m}^3$$

Stress-state :

effective

Angle of internal friction :

$$\varphi_{ef} = 12.79^\circ$$

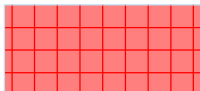
Cohesion of soil :

$$c_{ef} = 9.39 \text{ kPa}$$

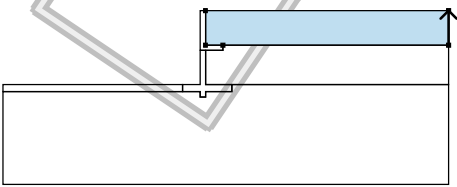
Saturated unit weight :

$$\gamma_{sat} = 26.04 \text{ kN/m}^3$$

Rigid bodies

No.	Name	Sample	γ [kN/m ³]
1	Material of structure		23.00

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		13.89	-1.97	13.89	0.00	TALUD + RELLENO 
		0.00	0.00	0.00	-1.97	
		1.00	-1.97			

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
2		0.00	-2.27	1.00	-2.27	Material of structure
		1.00	-1.97	0.00	-1.97	
		0.00	0.00	-0.30	0.00	
		-0.30	-2.27			
3		13.89	-4.23	13.89	-1.97	TALUD + RELLENO
		1.00	-1.97	1.00	-2.27	
		0.00	-2.27	0.00	-4.23	
		1.50	-4.23			
4		-1.30	-4.63	-1.30	-4.23	TALUD + RELLENO
		-11.57	-4.23	-11.57	-4.63	
5		-0.30	-4.63	-0.30	-4.93	Material of structure
		0.00	-4.93	0.00	-4.63	
		1.50	-4.63	1.50	-4.23	
		0.00	-4.23	0.00	-2.27	
		-0.30	-2.27	-0.30	-4.23	
		-1.30	-4.23	-1.30	-4.63	
6		1.50	-4.23	1.50	-4.63	TALUD + RELLENO
		0.00	-4.63	0.00	-4.93	
		-0.30	-4.93	-0.30	-4.63	
		-1.30	-4.63	-11.57	-4.63	
		-11.57	-9.93	13.89	-9.93	
		13.89	-4.23			

Surcharge

No.	Type	Type of action	Location z [m]	Origin x [m]	Length l [m]	Width b [m]	Slope α [°]	Magnitude		unit
1	strip	permanent	on terrain	x = 3.53	l = 5.00		0.00	q, q ₁ , f, F	q ₂	kN/m ²
2	strip	permanent	on terrain	x = -11.57	l = 10.27		0.00	5.00		kN/m ²

Surcharges

No.	Name
1	VIVINDA

Water

Water type : No water

Tensile crack

Tensile crack not input.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Results (Stage of construction 1)

Analysis 1

Circular slip surface

Slip surface parameters					
Center :	x =	-3.76 [m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-13.75 [°]
	z =	27.27 [m]		$\alpha_2 =$	32.77 [°]
Radius :	R =	32.43 [m]			
Analysis of the slip surface without optimization.					

Slope stability verification (all methods)

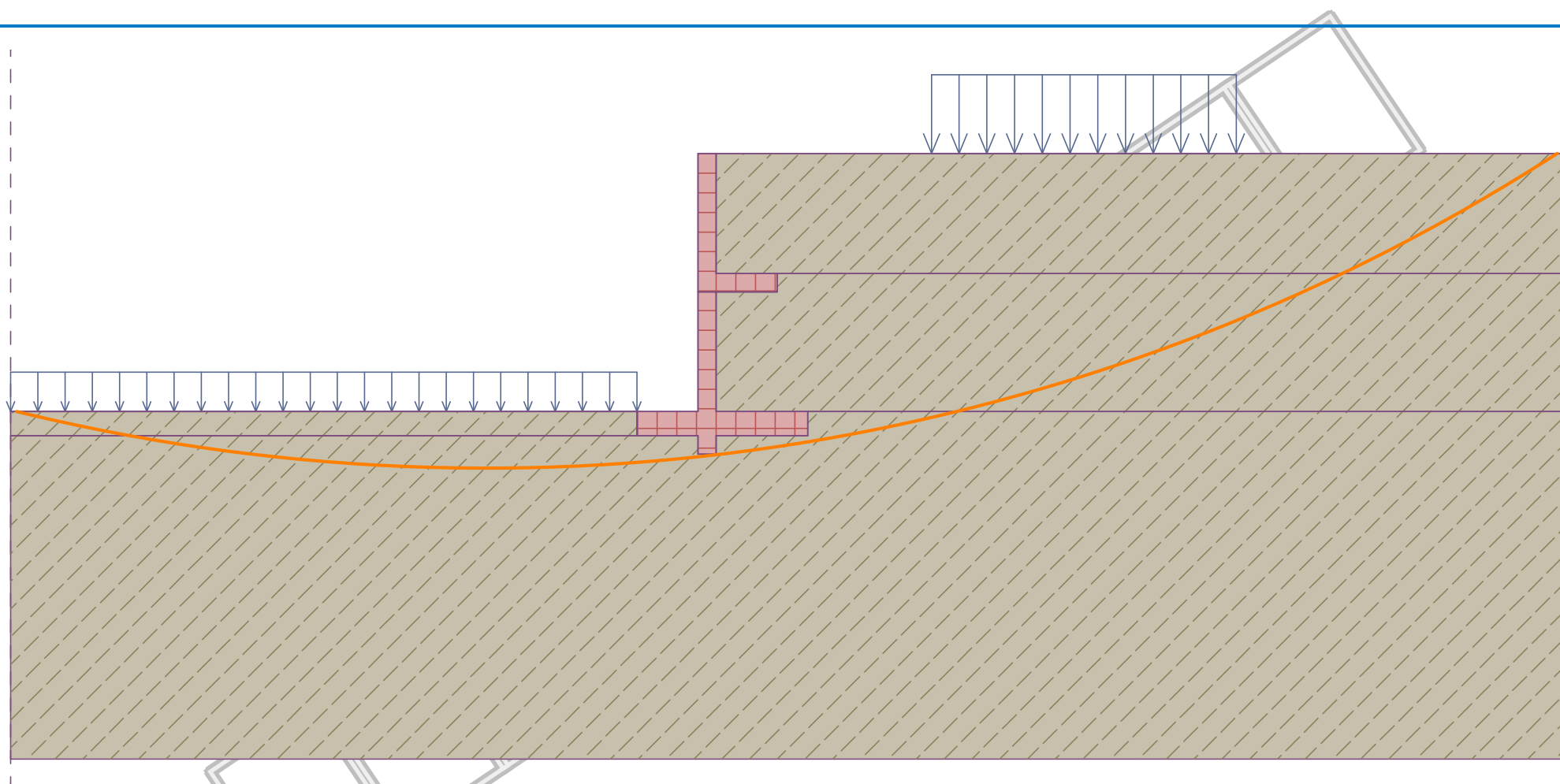
Bishop : FS = 1.86 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Fellenius / Petterson : FS = 1.83 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Spencer : FS = 1.86 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Janbu : FS = 1.86 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Morgenstern-Price : FS = 1.86 > 1.50 **ACCEPTABLE**



Analysis of the slip surface without optimization.

Slope stability verification (all methods)

Bishop : $FS = 1.86 > 1.50$ **ACCEPTABLE**
 Fellenius / Petterson : $FS = 1.83 > 1.50$ **ACCEPTABLE**
 Spencer : $FS = 1.86 > 1.50$ **ACCEPTABLE**
 Janbu : $FS = 1.86 > 1.50$ **ACCEPTABLE**
 Morgenstern-Price : $FS = 1.86 > 1.50$ **ACCEPTABLE**

ANEXO 9
PANEL FOTOGRÁFICO

PANEL FOTOGRÁFICO



Presencia de unidades de vivienda en la zona Heroes de Jactay



Talud de la via de estudio donde se observa las unidades de viviendas



Unidades de vivienda sobre la corona del talud



Tramo de muestra del proyecto donde se aprecia la seccion transversal



Viviendas a desnivel



Problematica al momento de ejecucion de muros convencionales



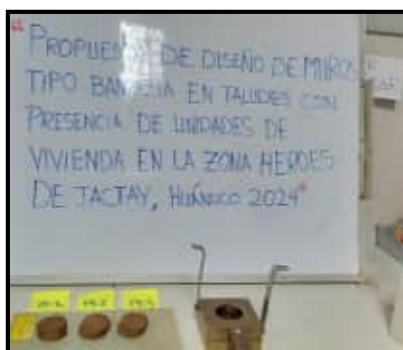
Realizacion de extraccion de muestra de suelo



Realizacion de levantamiento topografico



Ensayo de corte directo



Muestras ensayadas



Muestra extraida de la granulometria



Peso de la muestra



Ensayo de peso especifico



Muestras ensayadas de Limite plastico



Levantamiento topografico



Levantamiento topografico



Peso de la muestra seca



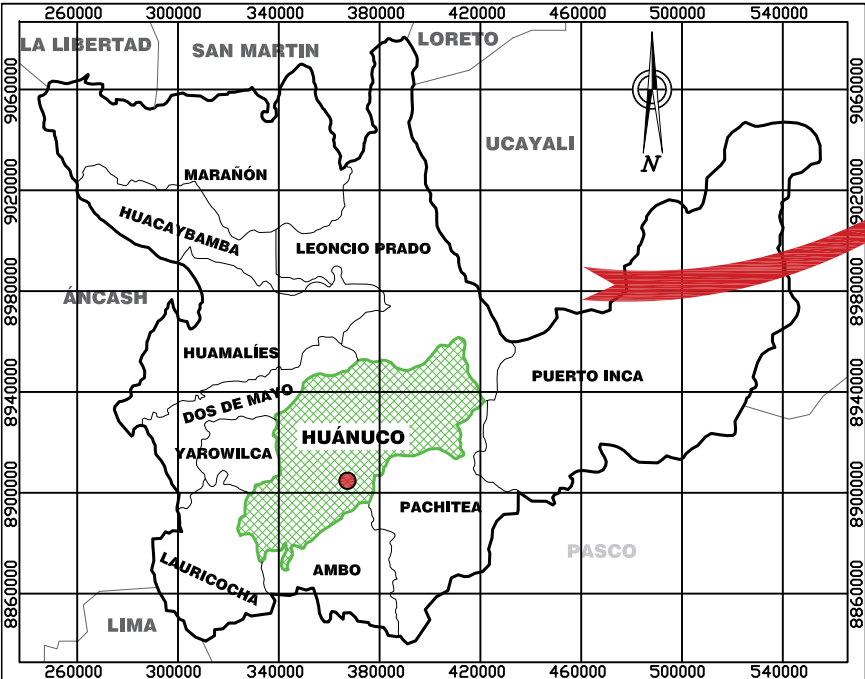
Peso de la muestra

ANEXO 10

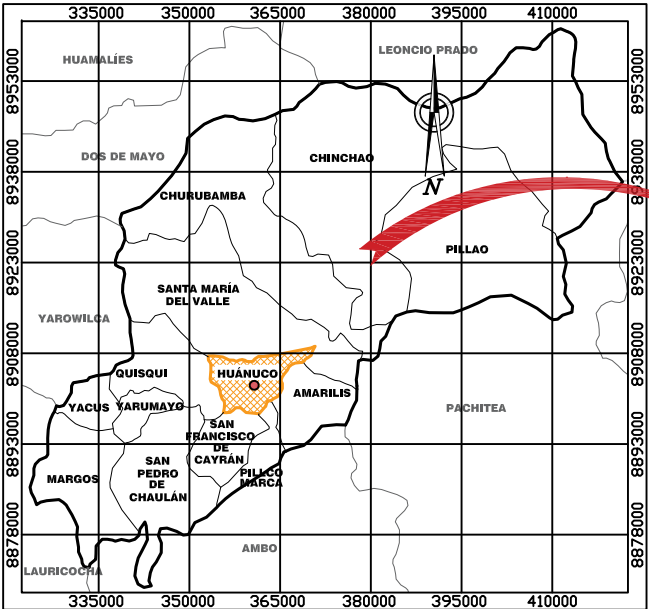
PLANOS



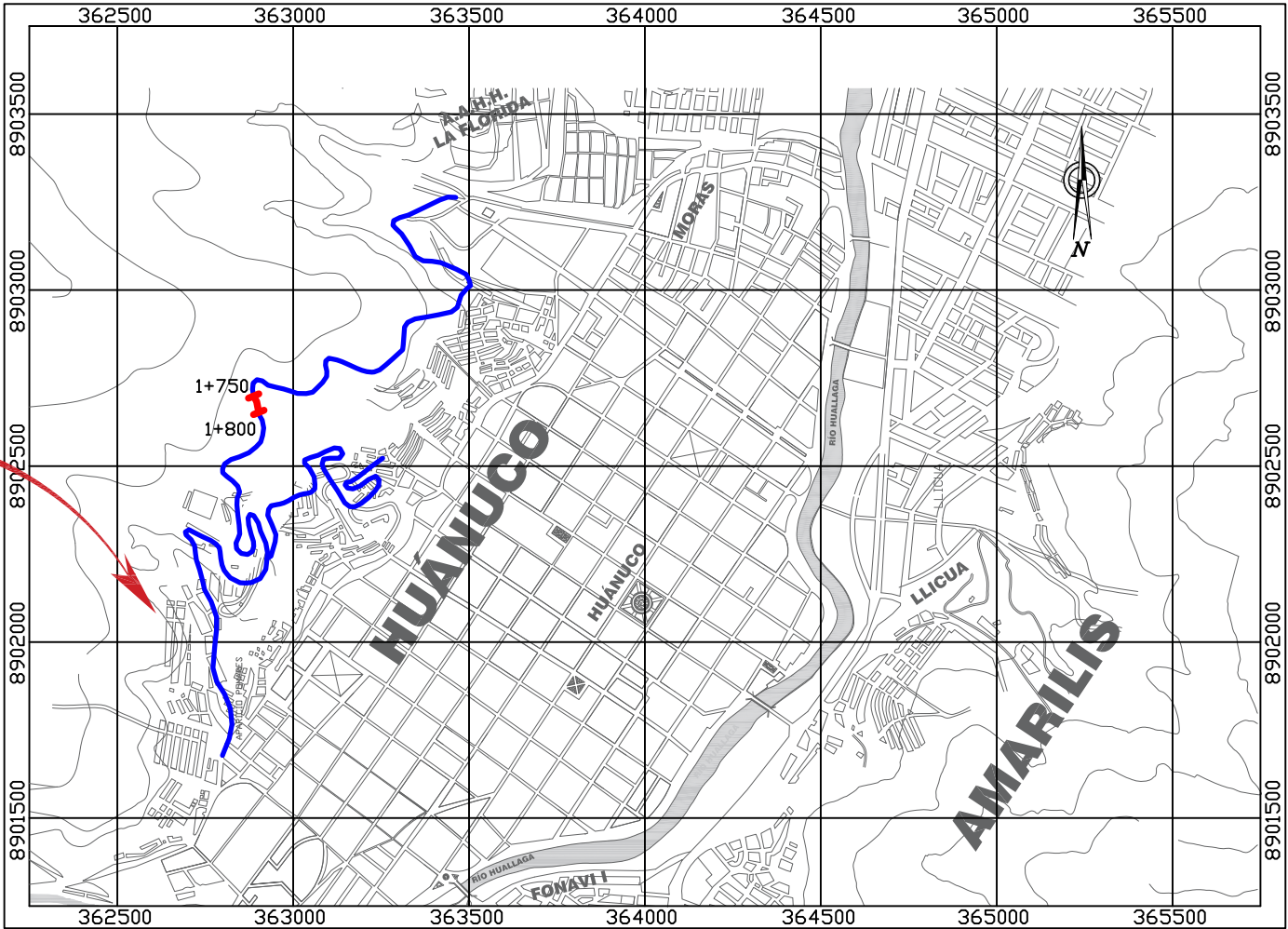
REGIÓN HUÁNUCO
ESCALA 1/20'000,000



PROVINCIA HUÁNUCO
ESCALA 1/3'000,000



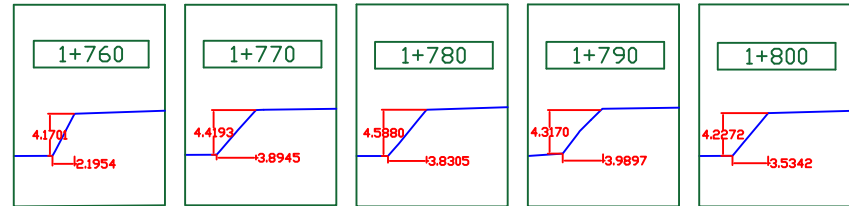
DISTRITO HUÁNUCO
ESCALA 1/1'250,000



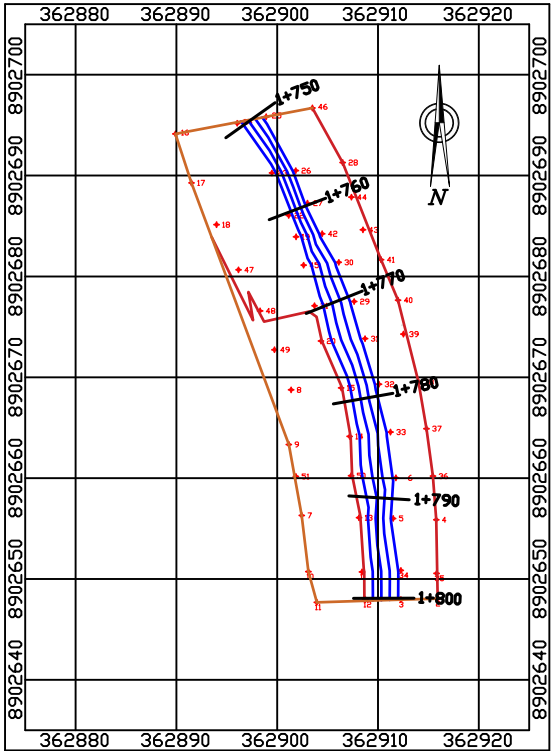
CIRCUITO VIAL HEROES DE JACTAY
ESCALA 1/20,000

POBLACION = TALUDES ADYACENTES AL CIRCUITO VIAL
MUESTRA = TALUD DE 50 METROS LINEALES ADYACENTE AL CIRCUITO VIAL

ZONA	BANDA	ESTE	NORTE	ELEVACION
18	L	362898.00	8902674.00	2067.00 msnm



SECCIONES DEL TALUD
ESCALA 1/750



TOPOGRAFIA DEL TALUD
ESCALA 1/750

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

TESIS:

PROPUESTA DE DISEÑO DE MUROS TIPO BANDEJA
EN TALUDES CON PRESENCIA DE UNIDADES DE VIVIENDA
EN LA ZONA HÉROES DE JACTAY, HUÁNUCO 2024

Ubicación:

REGIÓN : HUÁNUCO

PROVINCIA : HUÁNUCO

DISTRITO : AMARILIS

Plano:

PLANO CLAVE DEL PROYECTO

Testista:

Bach. RODY JUAN LUIS BERMÚDEZ MACCHA

Fecha:

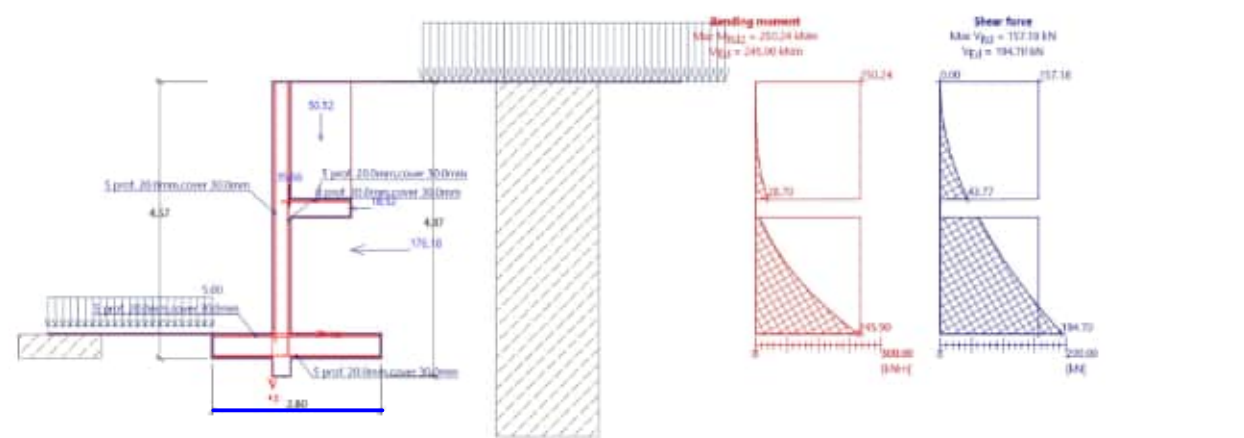
JULIO 2024

Escala:

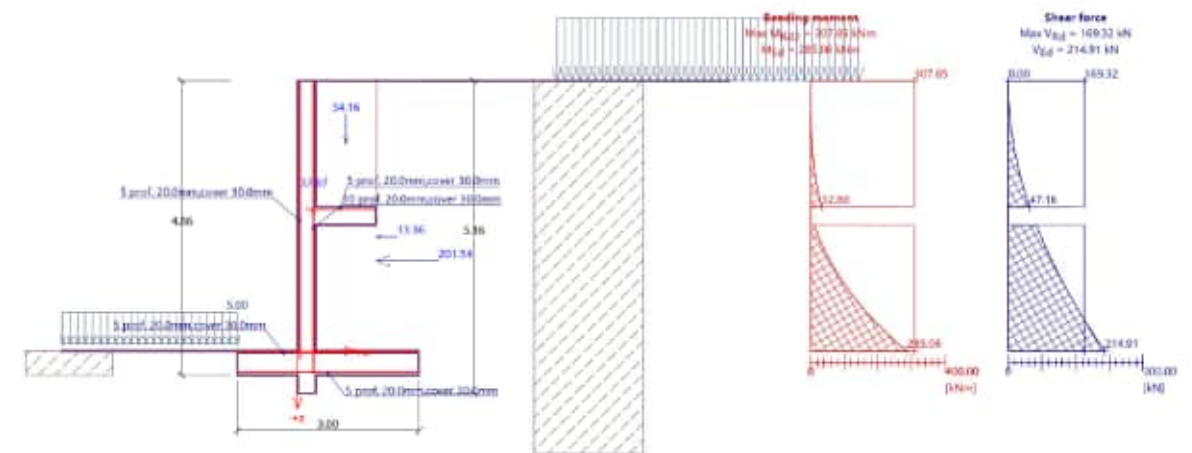
INDICADA

Lamina:

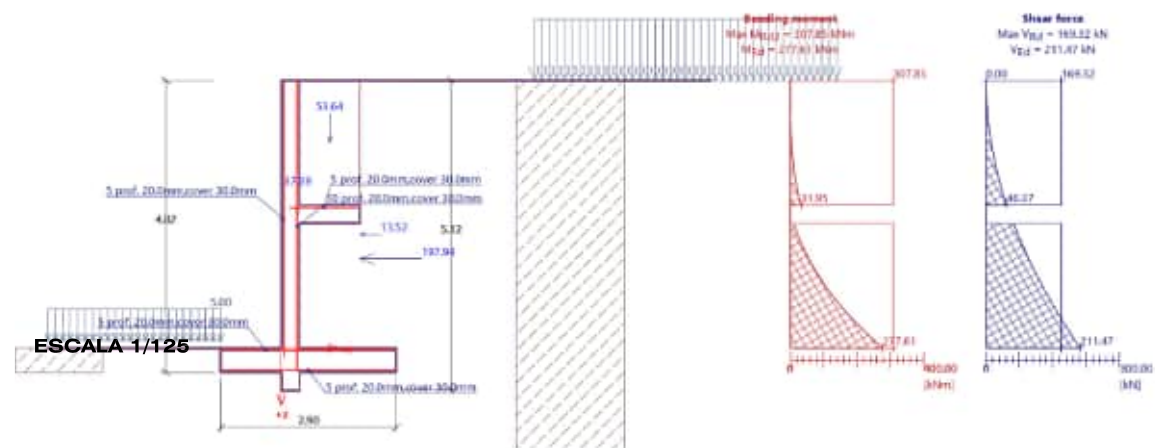
PC - 01



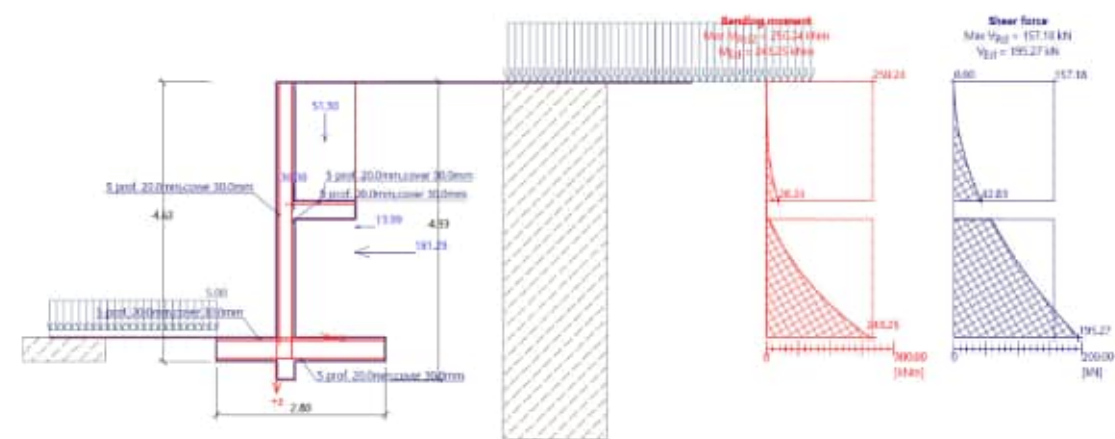
MURO TIPO BADEJA - SECCION 1+760
ESCALA 1/125



MURO TIPO BADEJA - SECCION 1+790
ESCALA 1/125



MURO TIPO BADEJA - SECCION 1+770
ESCALA 1/125



MURO TIPO BADEJA - SECCION 1+800
ESCALA 1/125

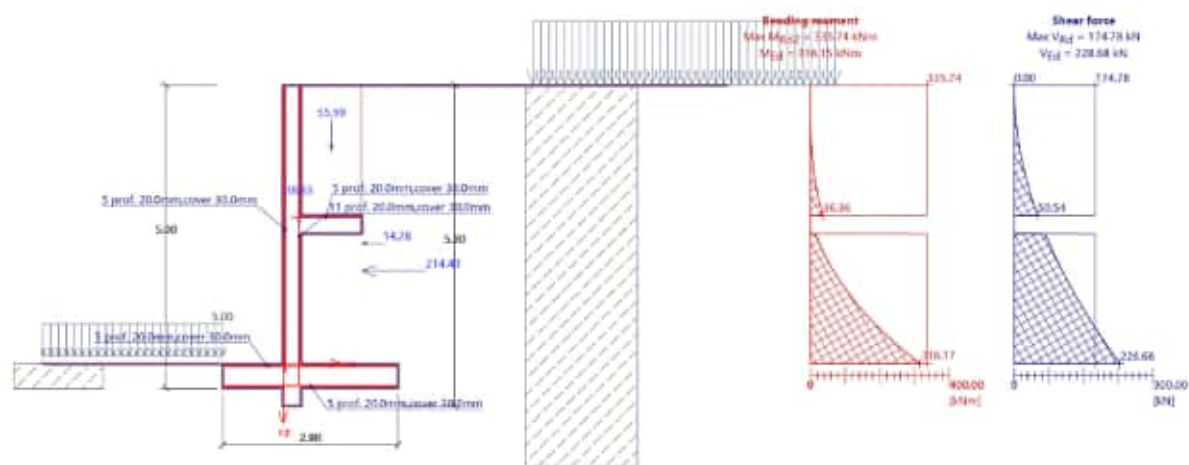
ESPECIFICACIONES TECNICAS DEL MURO

- PANTALLA : Concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
* RECUBRIMIENTO = 4.0 cm.
Gt = 1.5 Kg-f/cm2
Arena gruesa = 0.52 m3
Piedra Cahncada de $\phi \text{ 1/2"} = 0.53 \text{ m}^3$
Cemento agregados:
Cemento = 9.74 bls = 1.05 m3 de agregado
- ZAPATA : Concreto $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$
* RECUBRIMIENTO
Inferior: 7.5cm.
Superior: 7.5cm.
Lateral: 7.5cm.
cemento/hormigón 1:8
- SOLADO : C:H 1:12, 10cm

ESPECIFICACIONES TECNICAS DEL RELLENO:

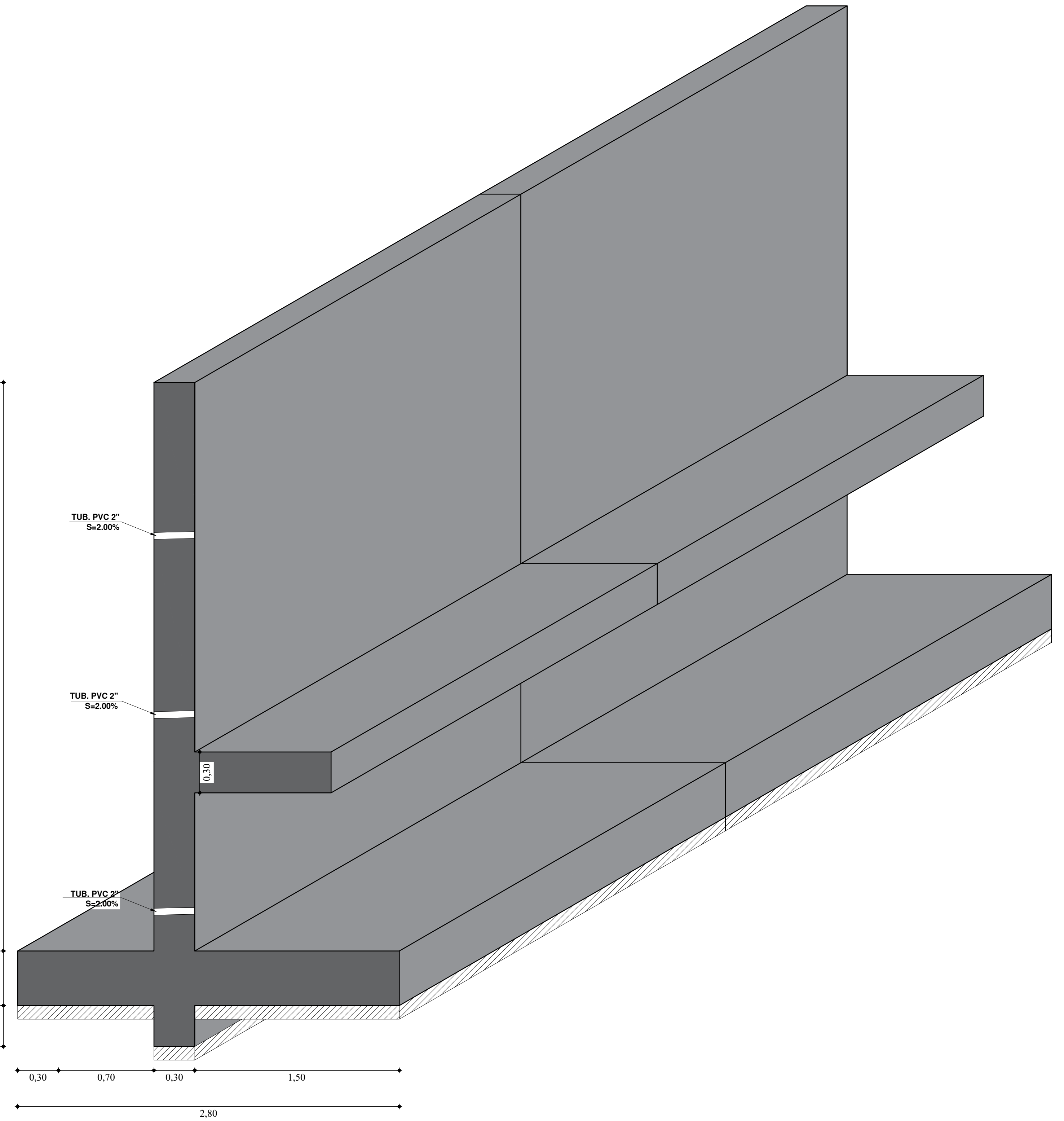
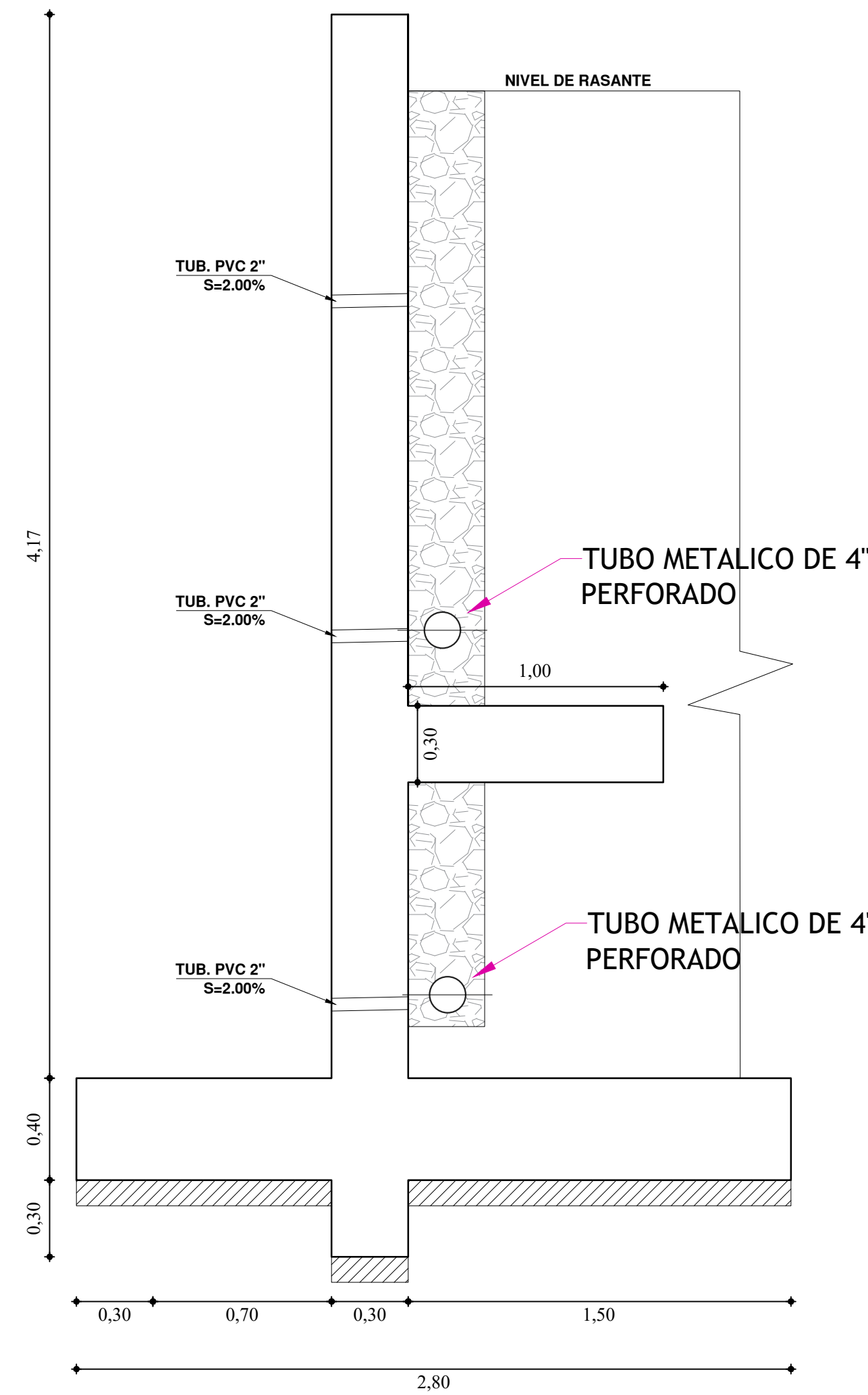
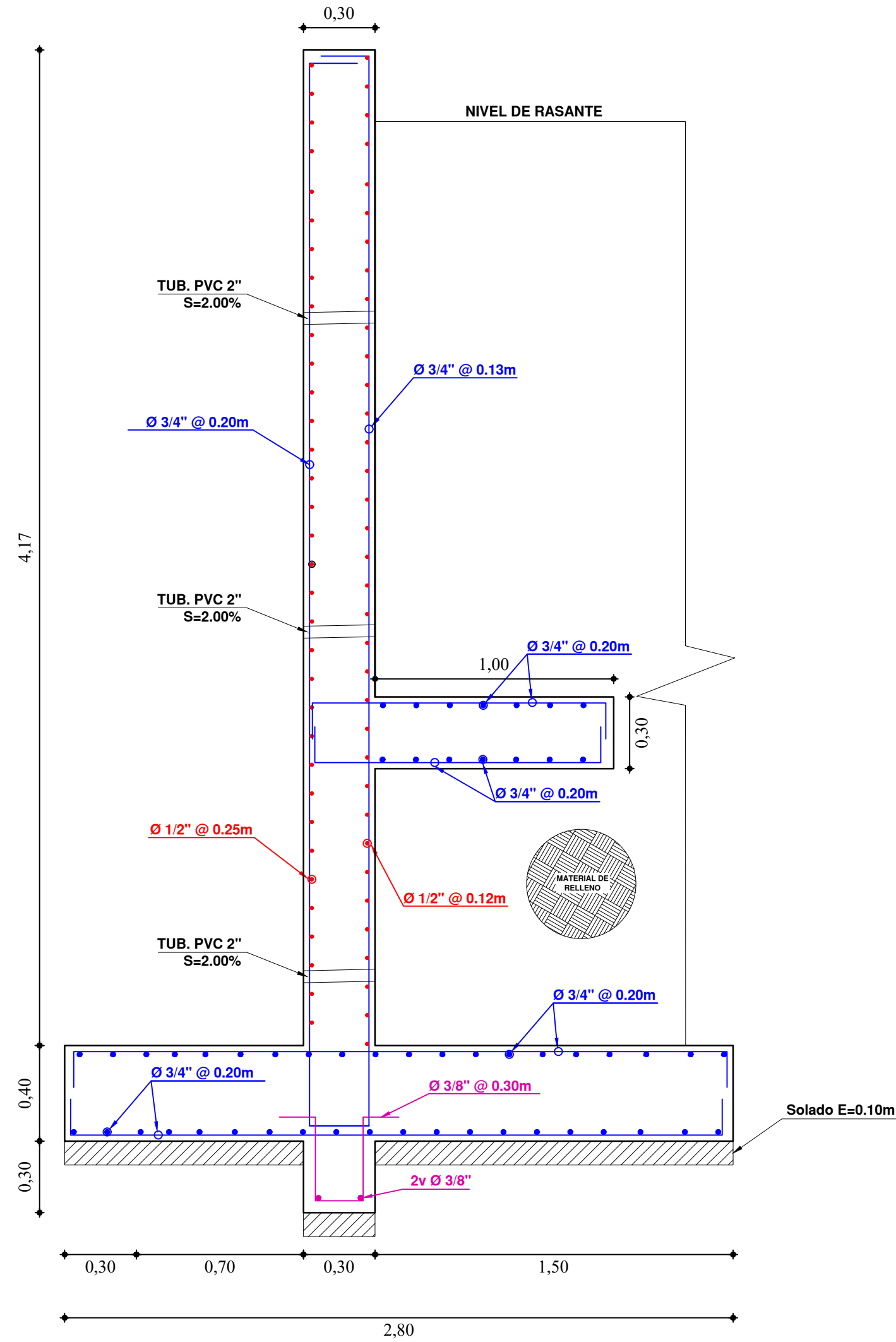
Los muros de contención tienen como finalidad resistir las presiones laterales ó empuje producido por el material retenido detrás de ellos, su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación. Los muros de contención se comportan básicamente como voladizos empotrados en su base.

La instalacion de los **muros de contención** con concreto armado $F'c=210 \text{ kg/cm}^2$, se realizara como minimo con relleno de material propio de la zona.



MURO TIPO BADEJA - SECCION 1+780
ESCALA 1/125

		UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO	
Tesis:		PROPUESTA DE DISEÑO DE MUROS TIPO BANDEJA EN TALUDES CON PRESENCIA DE UNIDADES DE VIVIENDA EN LA ZONA HÉROES DE JACTAY, HUÁNUCO 2024	
Ubicación: REGIÓN : HUÁNUCO PROVINCIA : HUÁNUCO DISTRITO : AMARILUS	Plano: DISEÑO DE MURO	Tesisista: Bach. RODY JUAN LUIS BERMÚDEZ MACCHA	Fecha: JULIO 2024 Escala: INDICADA
		Lamina: DM - 01	



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMATIVIDAD AASHTO LRFD 2012

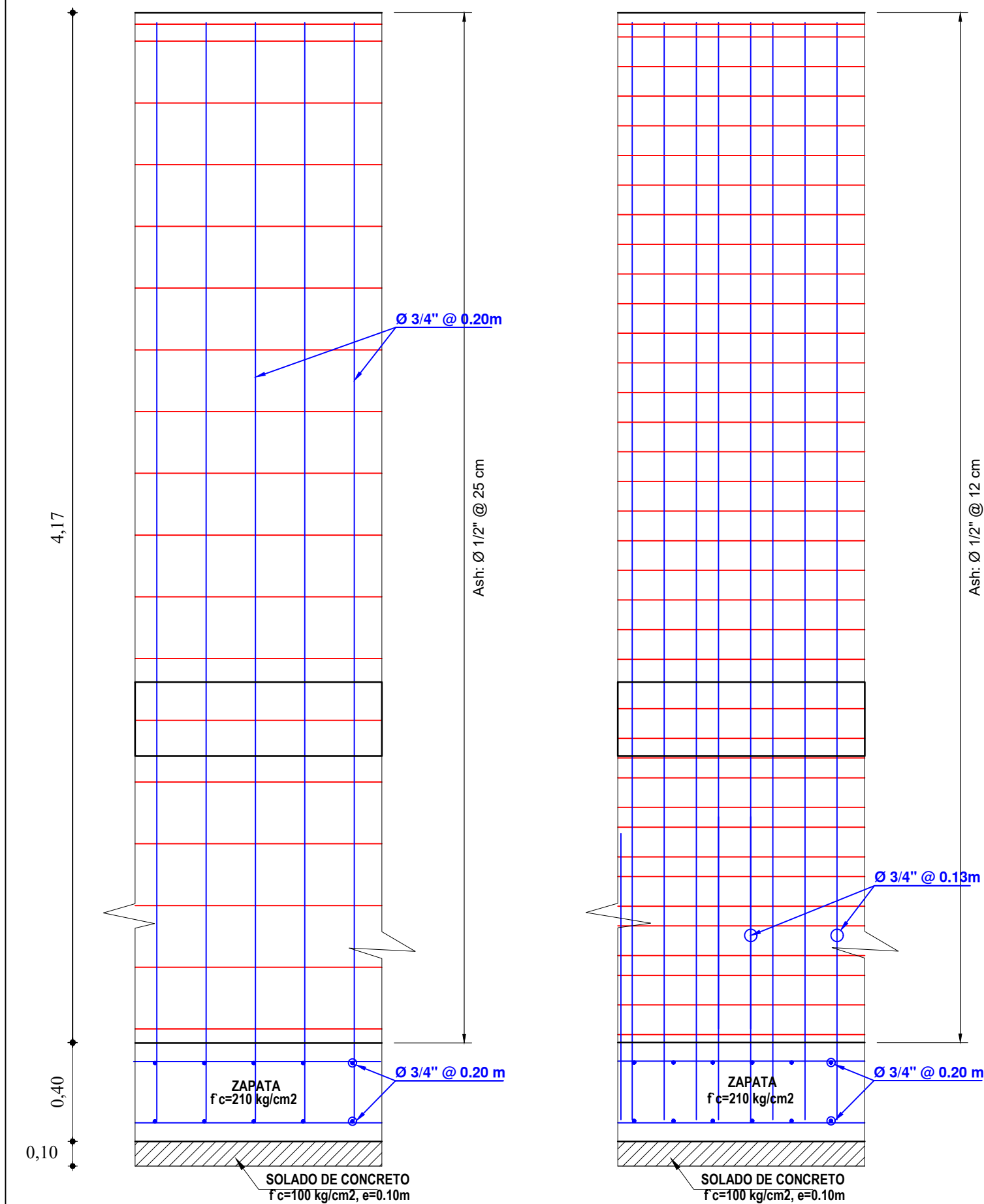
Concreto de nivelación (solado)	$f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$
Concreto en espaldas y cimbrados	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Concreto en Trazado Armado	$f_c = 170 \text{ Kg/cm}^2$
Acero de refuerzo (ASTM A615)	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTO

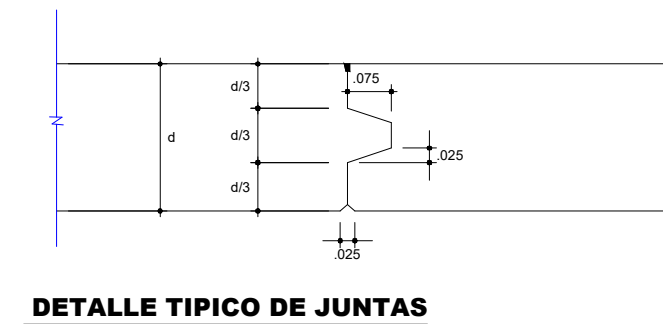
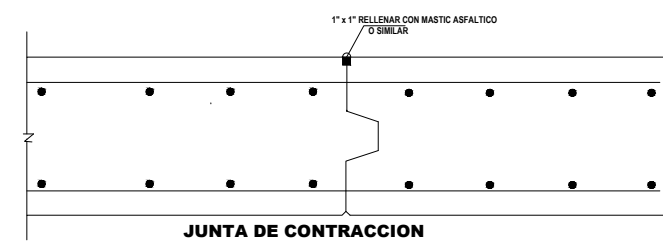
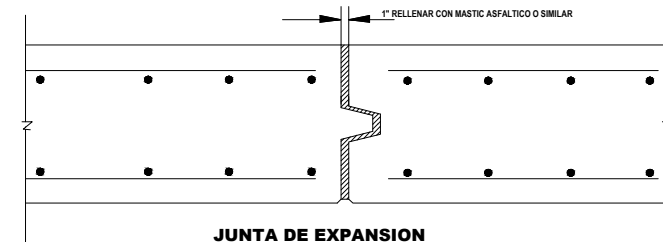
En Paredes:	Intrados : 5.0 cm	7.5 cm
	Tránsvers: 5.0 cm	
En zapatas y estructuras en contacto con el terreno		

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y TRASLAP, SALVO INDICACIONES ESPECÍFICAS EN LOS PLANOS

VARILLA #	Ø PULG	ANCLAJE (cm)	TRASLAP (cm)	SAÑOS (cm)
3	3/8"	40.0	50.0	15.0
4	1/2"	40.0	70.0	15.0
5	5/8"	60.0	90.0	20.0
6	3/4"	75.0	120.0	30.0
8	1"	120.0	180.0	35.0
11	1 3/8"	160.0	240.0	45.0



DETALLE DE JUNTAS



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

TESIS: **PROPUESTA DE DISEÑO DE MUROS TIPO BANDEJA EN TALUDES CON PRESENCIA DE UNIDADES DE VIVIENDA EN LA ZONA HÉROES DE JACTAY, HUÁNUCO 2024**

DISEÑO DE MURO

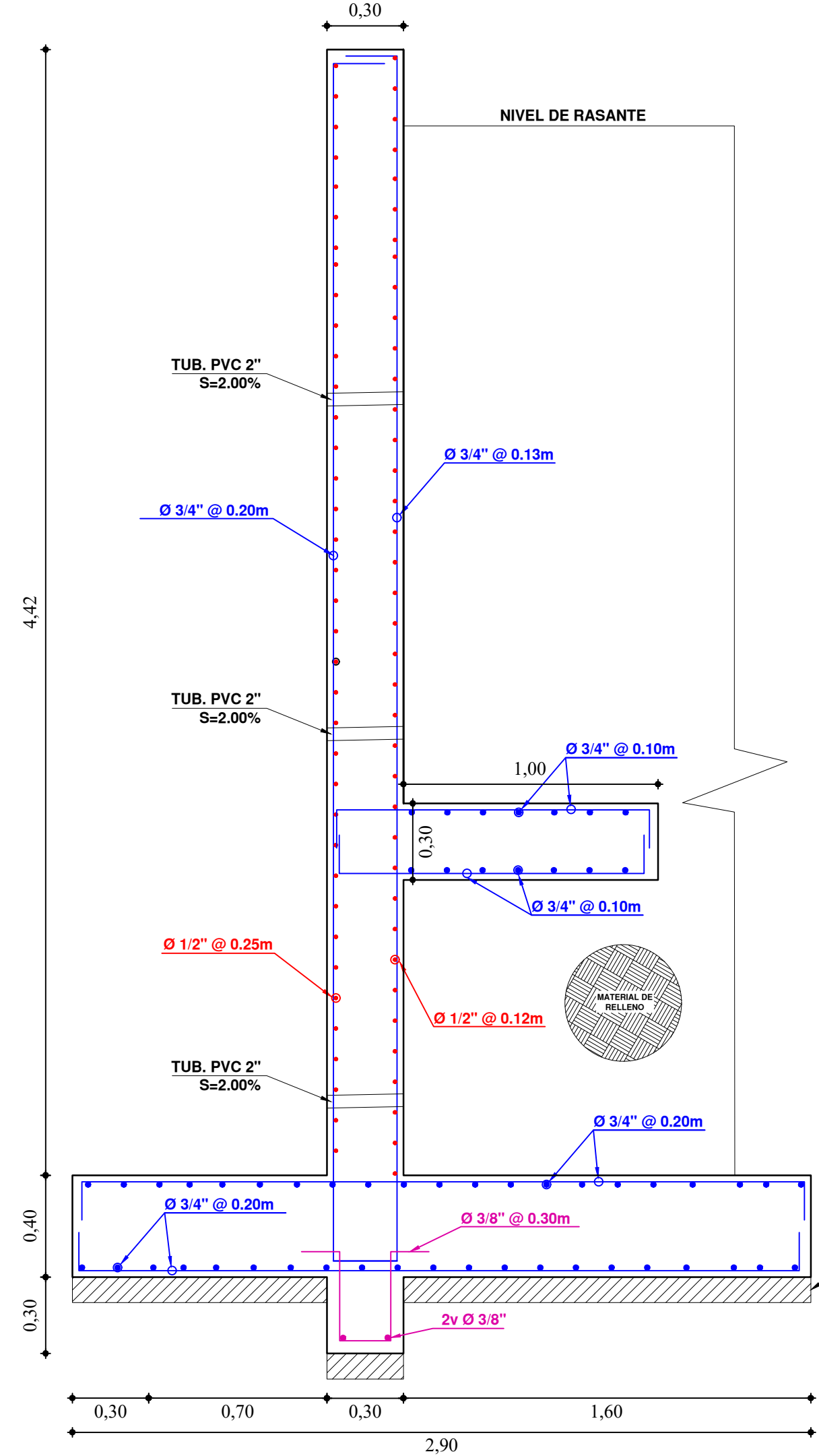
Ubicación: **REGIÓN : HUÁNUCO**
PROVINCIA : HUÁNUCO
DISTRITO : AMARILIS

Plano: **Bach. RODY JUAN LUIS BERMÚDEZ MACCHA**

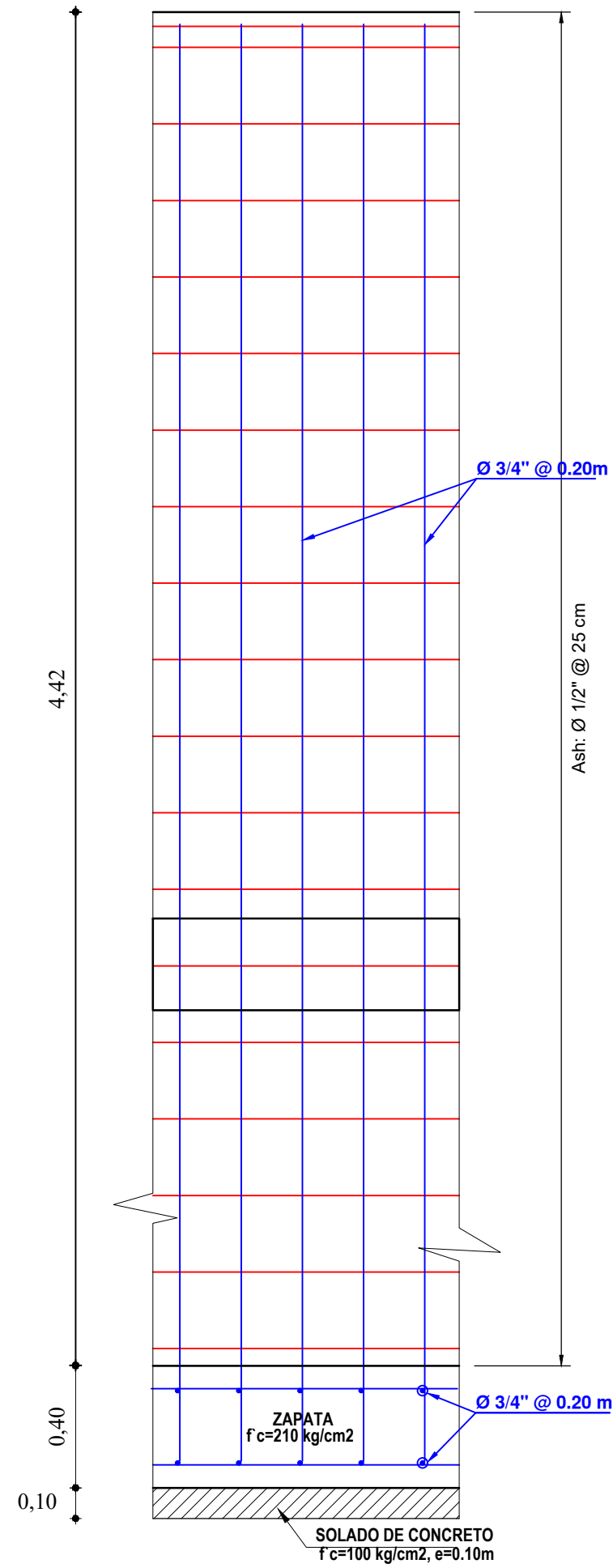
Fecha: **JULIO 2024**

Escala: **1/50**

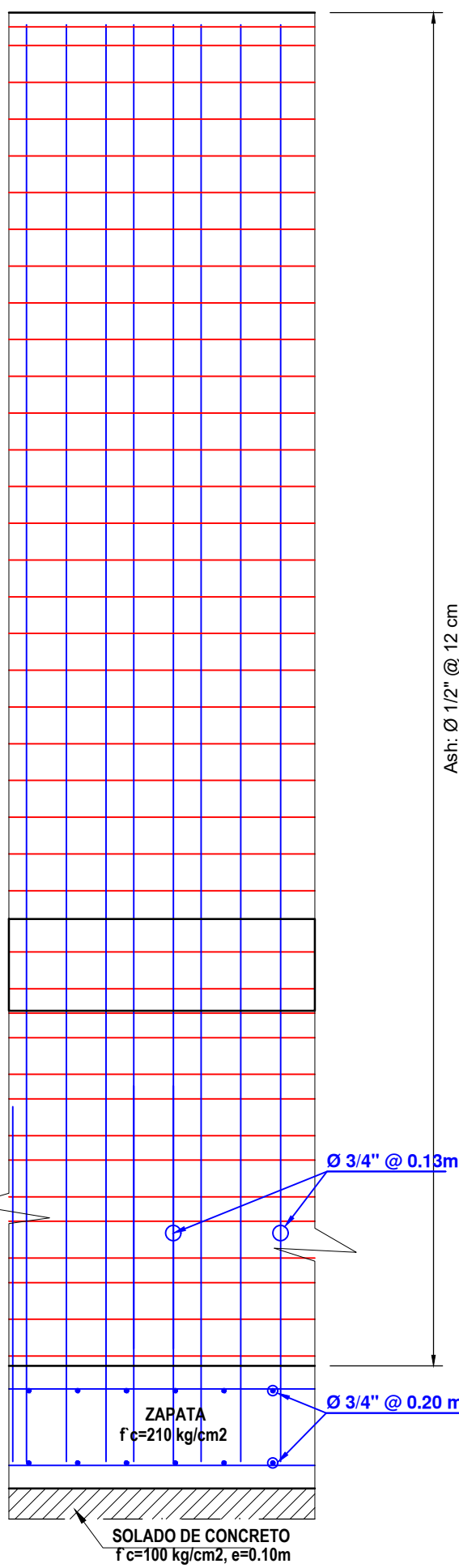
Lamina: **MB - 01**



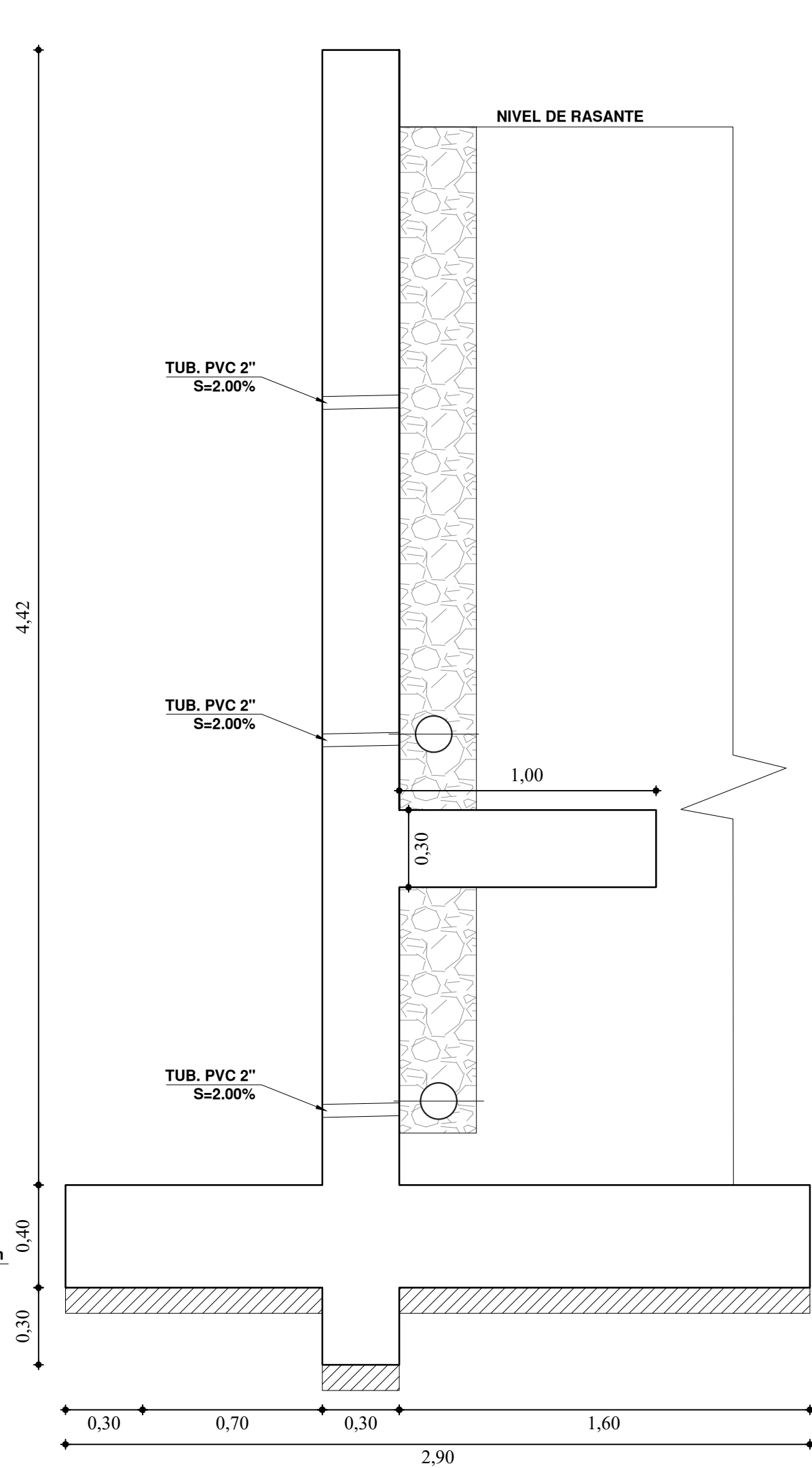
DETALLE ESTRUCTURAL DE MURO 1+770



CARA INTRADÓS MURO 1+770



CARA TRASDÓS MURO 1+770



DETALLE ARQUITECTONICO DE MURO 1+770

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMATIVIDAD AASHTO LRFD 2012

Concreto de nivelación (isolado)	$f_c = 180 \text{ Kg/cm}^2$
Concreto en estribos y cimientos	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Concreto en Sardinia Armado	$f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$
Acero de refuerzo (ASTM A615)	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

RECURRIMIENTO

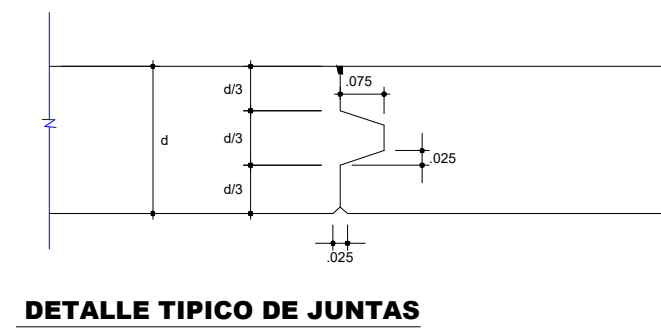
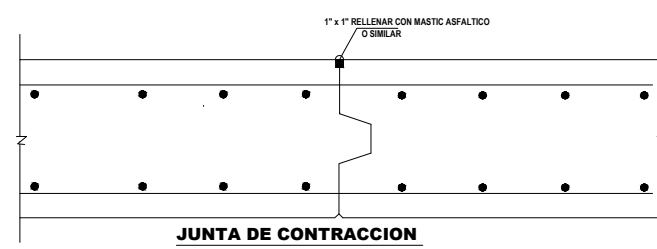
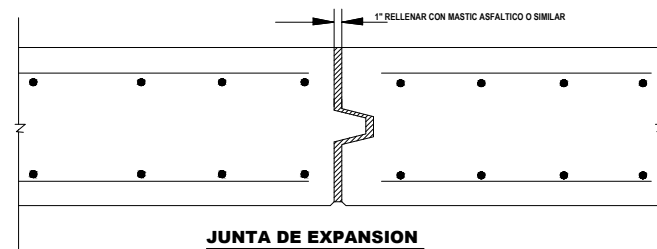
En Pantalla: Intrados : 5.0 cm
 Trasados : 5.0 cm

En zapatas y estructuras en contacto con el terreno : 7.5 cm

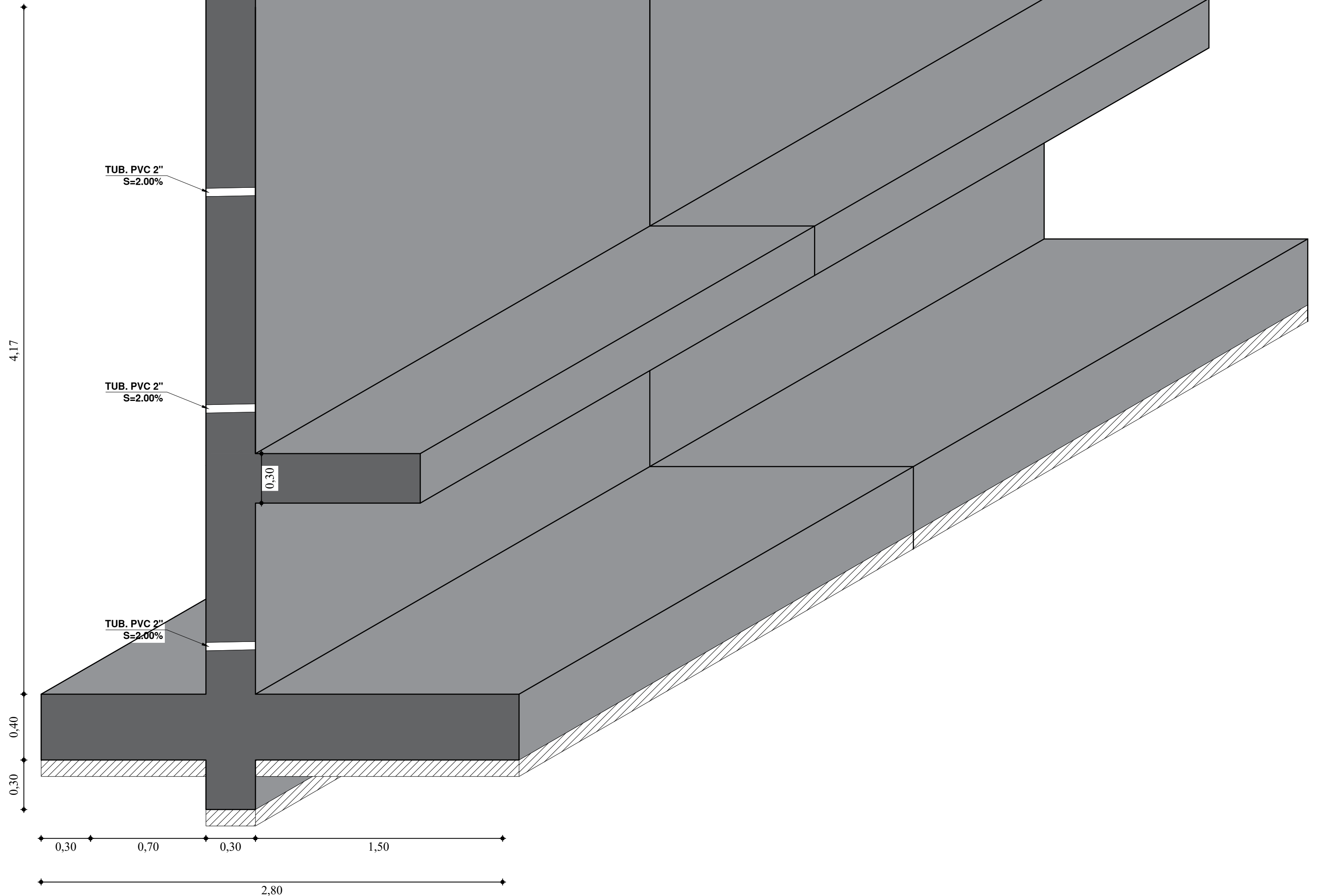
LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y TRASLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECÍFICAS EN LOS PLANOS

VARILLA #	Ø PULO	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3	3/8"	40.0	50.0	15.0
4	1/2"	45.0	75.0	15.0
5	5/8"	60.0	90.0	20.0
6	3/4"	75.0	120.0	30.0
8	1"	120.0	180.0	35.0
11	1 3/8"	160.0	340.0	45.0

DETALLE DE JUNTAS



ISOMETRIA DE MURO 1+770



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

TESIS: **PROPUESTA DE DISEÑO DE MUROS TIPO BANDEJA EN TALUDES CON PRESENCIA DE UNIDADES DE VIVIENDA EN LA ZONA HÉROES DE JACTAY, HUÁNUCO 2024**

Ubicación: **REGIÓN : HUÁNUCO**
PROVINCIA : HUÁNUCO
DISTRITO : AMARILIS

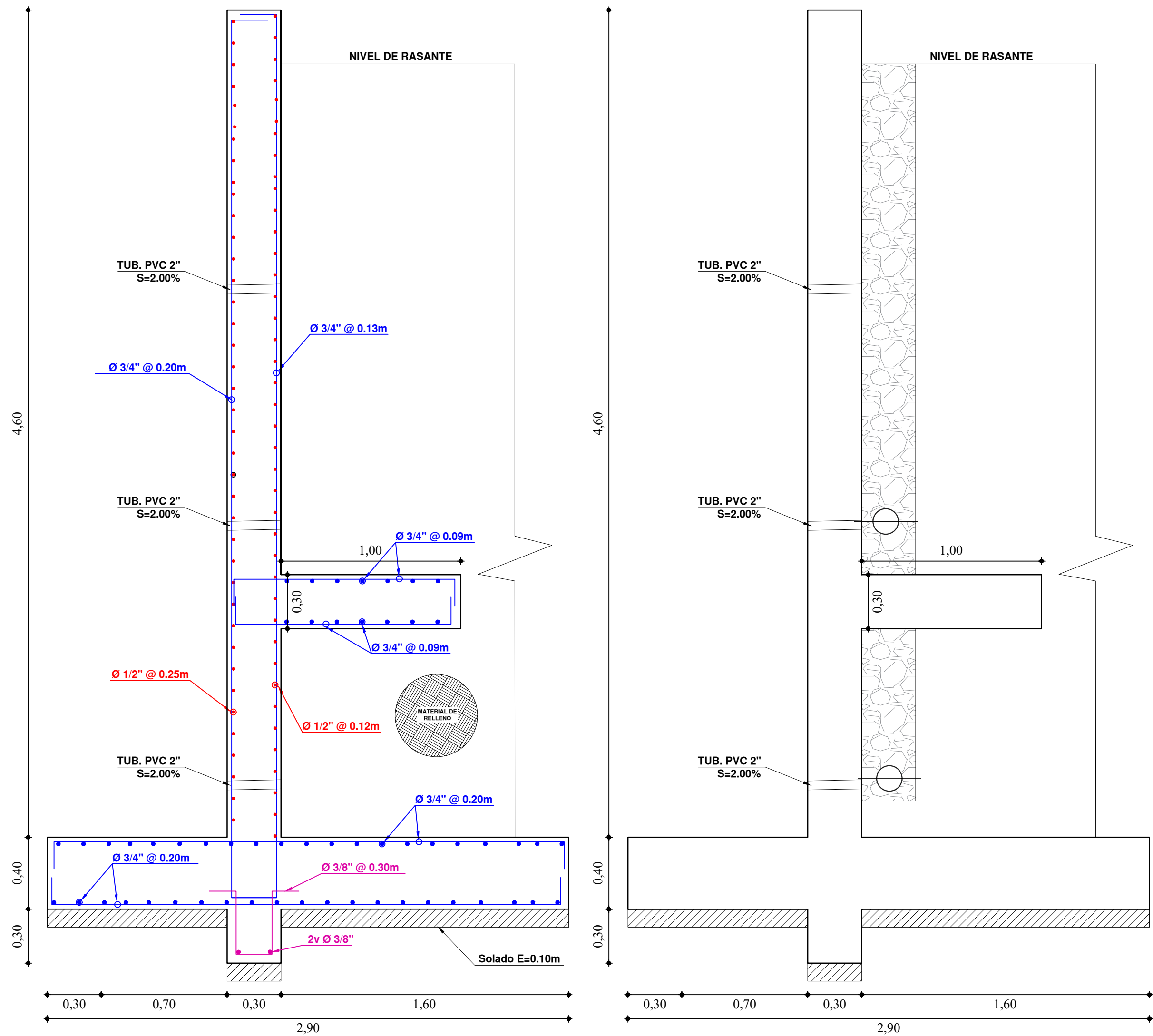
Plano: **DISEÑO DE MURO**

Tratista: **Bach. RODY JUAN LUIS BERMÚDEZ MACCHA**

Fecha: **JULIO 2024**

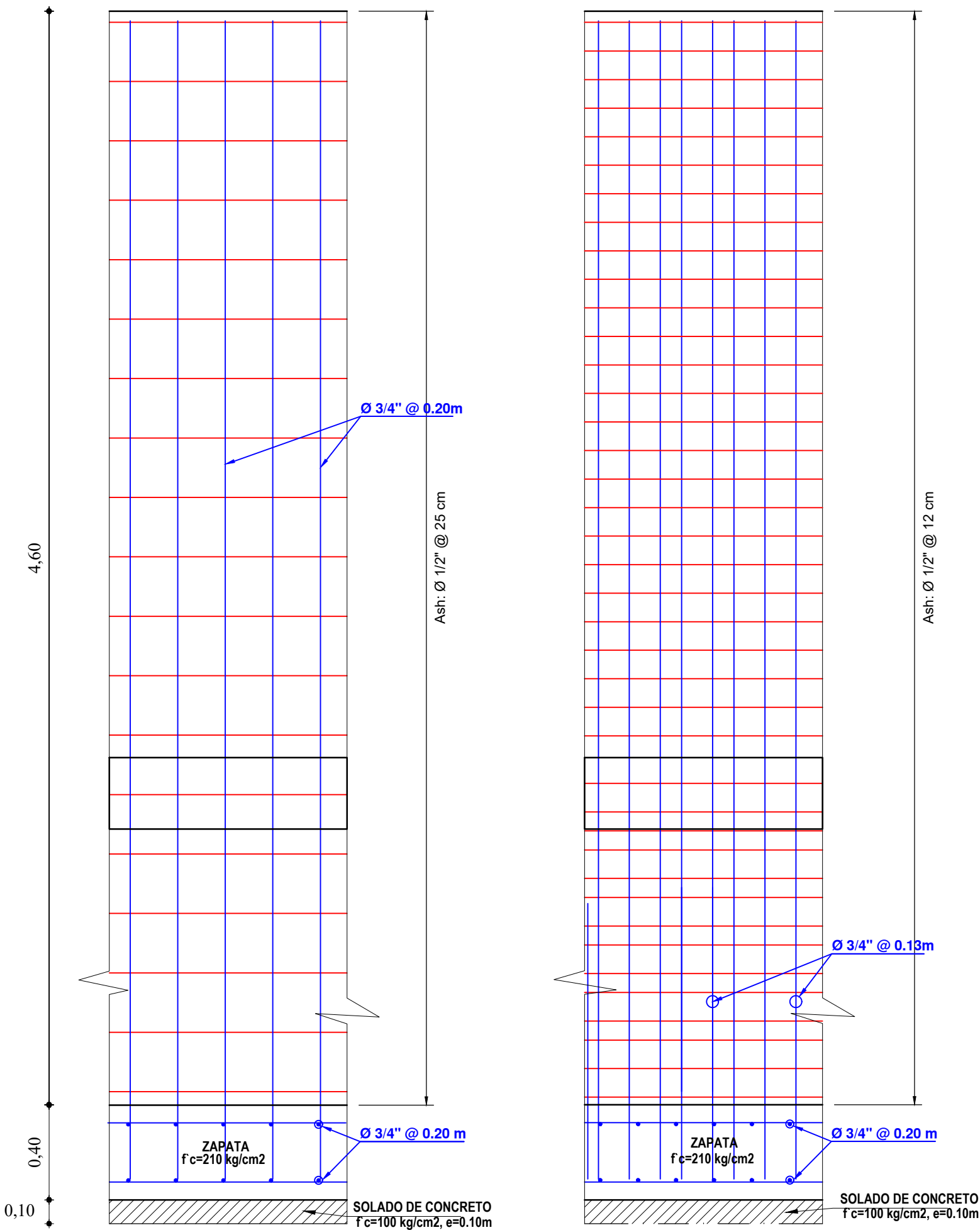
Escala: **1/50**

Lamina: **MB-02**



DETALLE ESTRUCTURAL DE MURO 1+780

DETALLE ARQUITECTONICO DE MURO 1+780



CARA INTRADÓS MURO 1+780

CARA TRASDÓS MURO 1+780

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMATIVIDAD AASHTO LRFD 2012

Concreto de nivelación (isolado)	$f_c = 180 \text{ Kg/cm}^2$
Concreto en estribos y cimientos	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Concreto en Sardinia Armado	$f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$
Acero de refuerzo (ASTM A615)	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTO

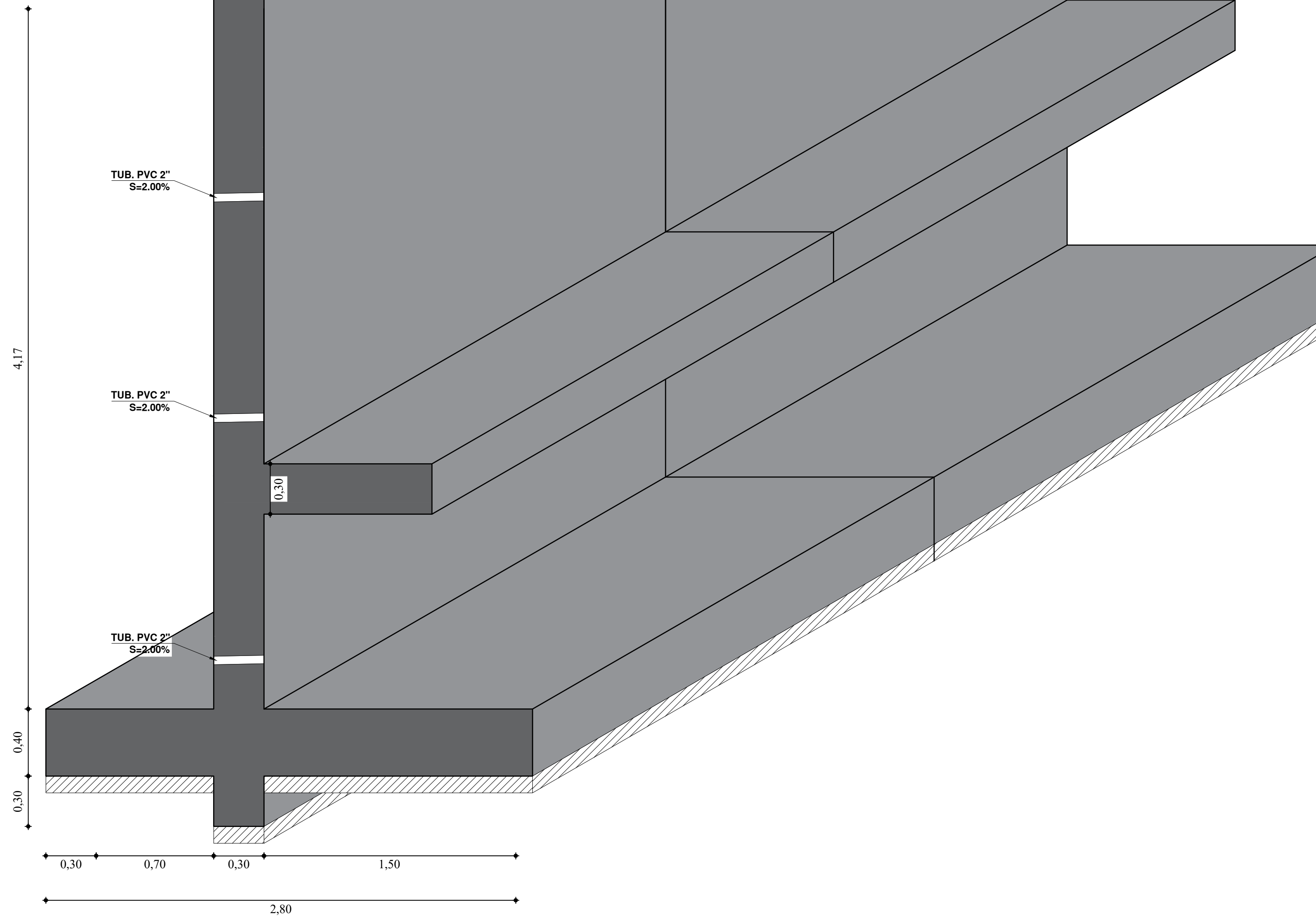
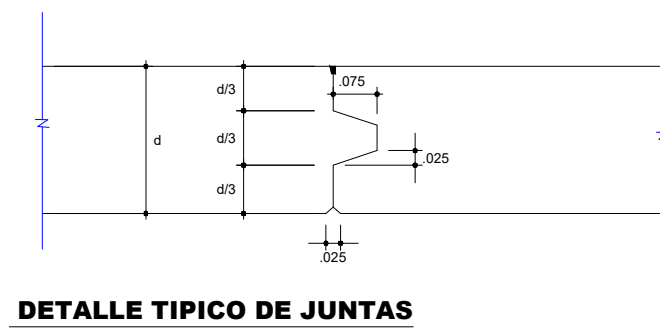
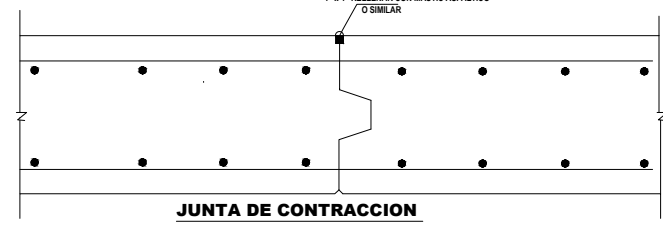
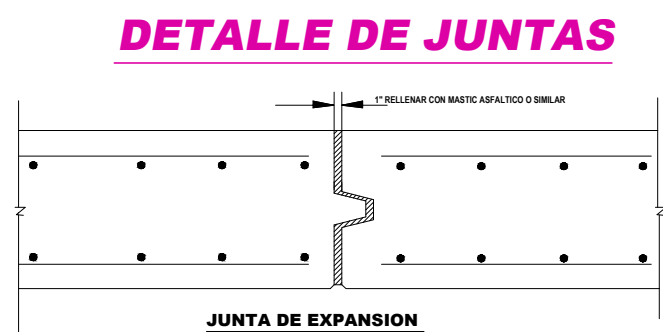
En Paredes:

Intrados	: 5.0 cm
Trasados	: 5.0 cm

En zapatas y estructuras en contacto con el terreno : 7.5 cm

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y TRASLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECÍFICAS EN LOS PLANOS

VARILLA #	Ø PULO	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3	3/8"	40.0	50.0	15.0
4	1/2"	45.0	75.0	15.0
5	5/8"	60.0	80.0	20.0
6	3/4"	75.0	120.0	30.0
8	1"	120.0	180.0	35.0
11	1 3/8"	160.0	340.0	45.0



ISOMETRIA DE MURO 1+780

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

TESIS: **PROPUESTA DE DISEÑO DE MUROS TIPO BANDEJA EN TALUDES CON PRESENCIA DE UNIDADES DE VIVIENDA EN LA ZONA HÉROES DE JACTAY, HUÁNUCO 2024**

Ubicación: **REGIÓN : HUÁNUCO**
PROVINCIA : HUÁNUCO
DISTRITO : AMARILIS

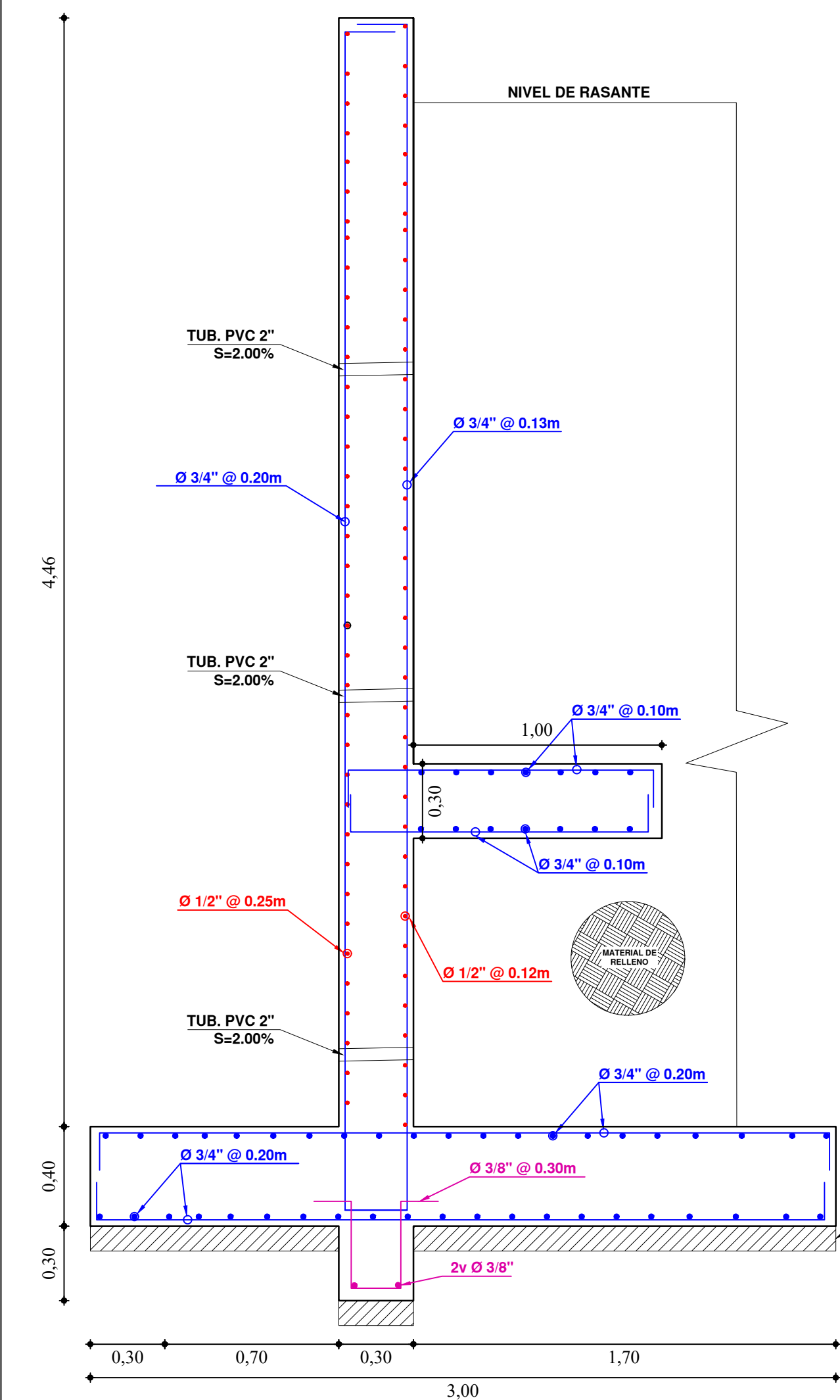
Plano: **DISEÑO DE MURO**

Tesista: **Bach. RODY JUAN LUIS BERMÚDEZ MACCHA**

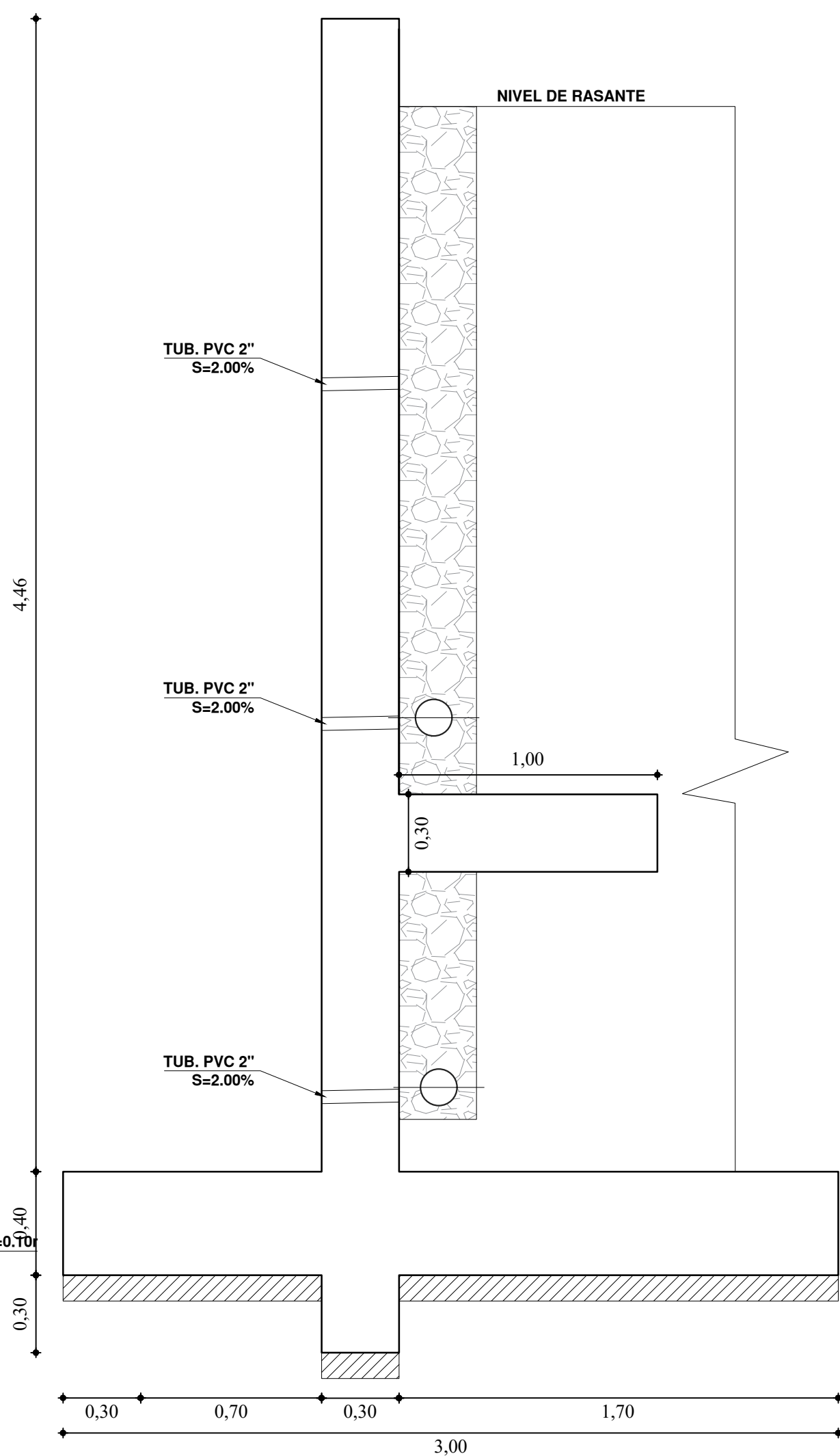
Fecha: **JULIO 2024**

Escala: **1/50**

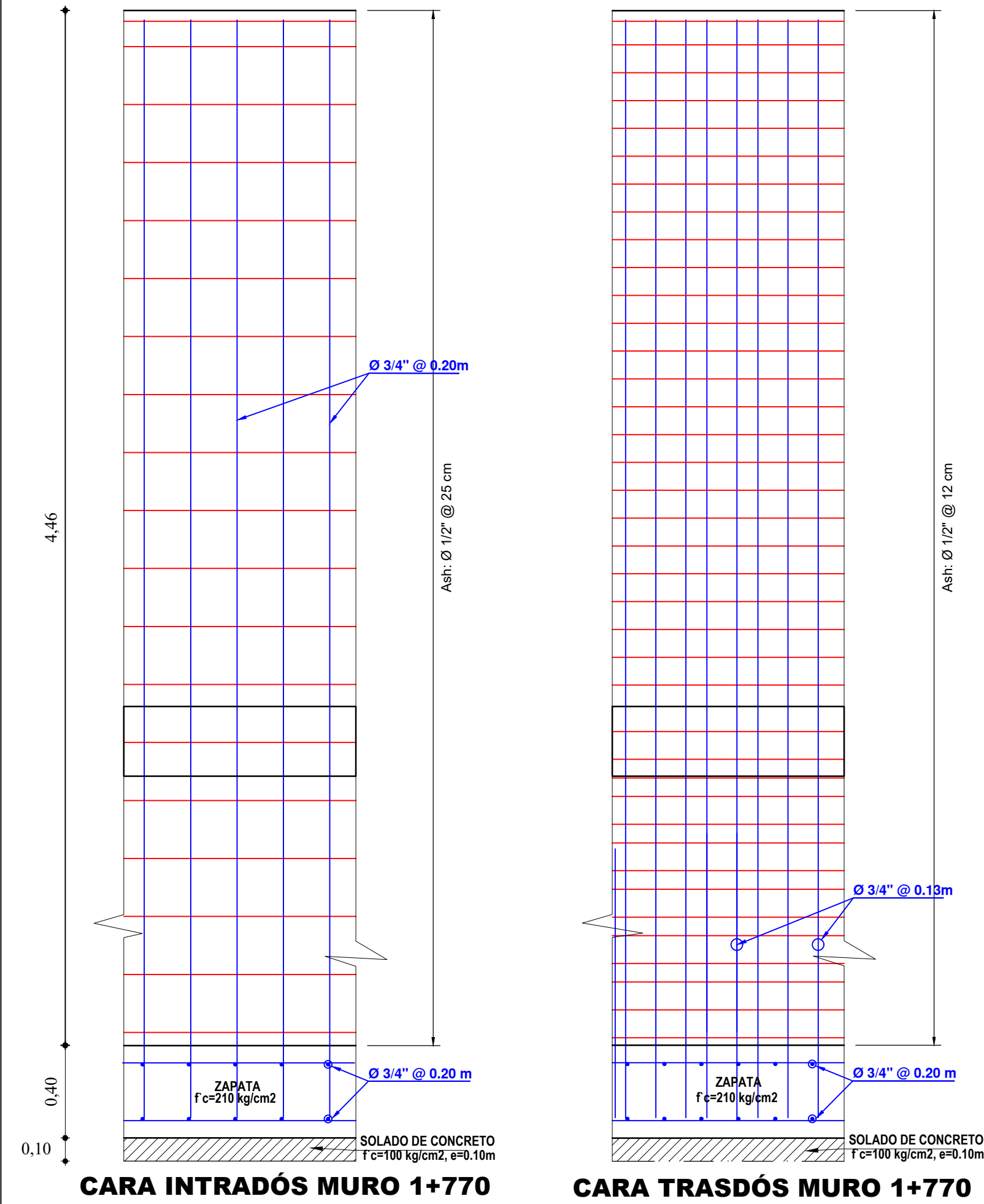
Lamina: **MB - 03**



DETALLE ESTRUCTURAL DE MURO 1+770



DETALLE ARQUITECTONICO DE MURO 1+770



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMATIVIDAD AASHTO LRFD 2012

Concreto de nivelación (isolado)	$f_c = 180 \text{ Kg/cm}^2$
Concreto en estribos y cimientos	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Concreto en Sardinia Armado	$f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$
Acero de refuerzo (ASTM A615)	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

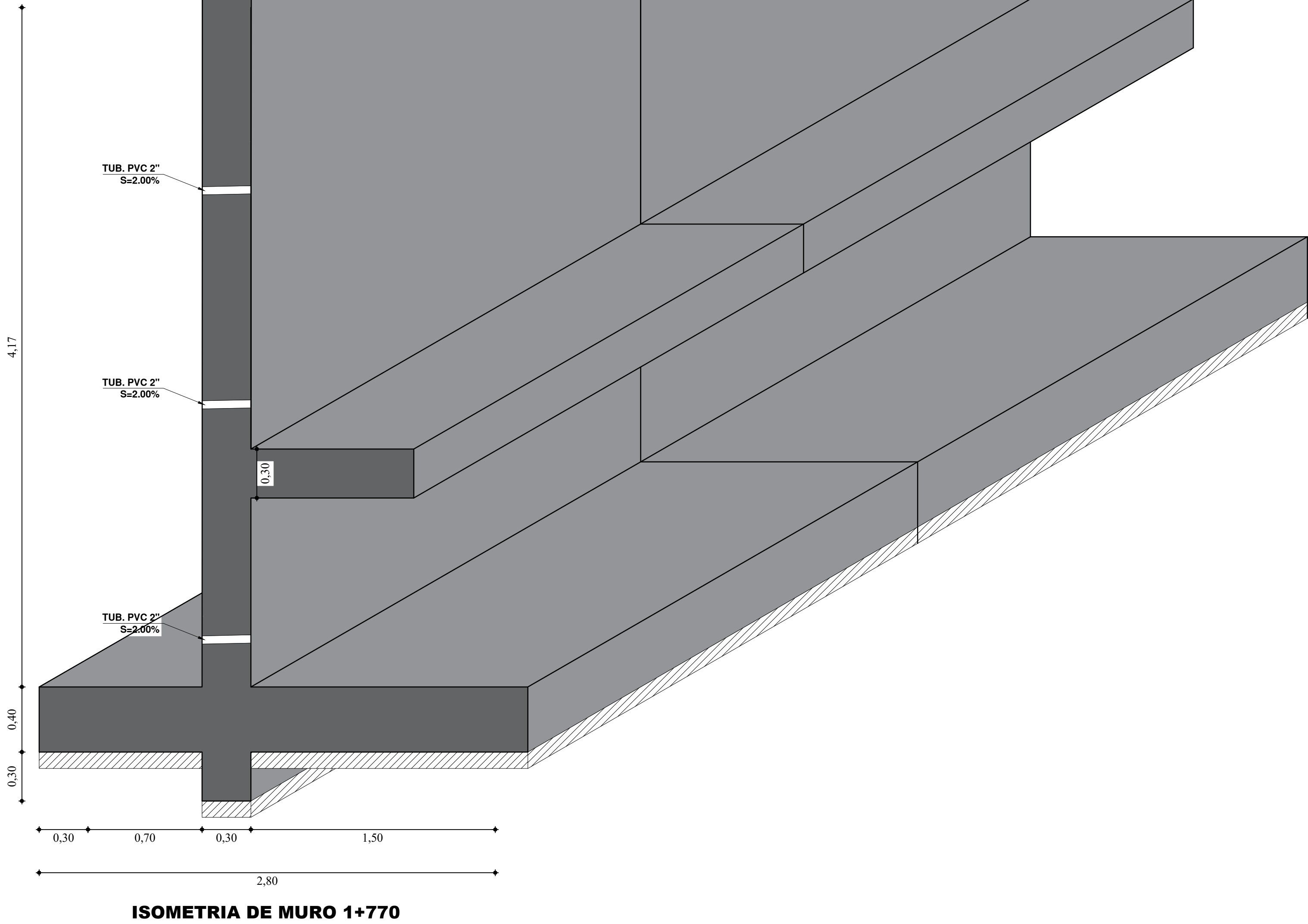
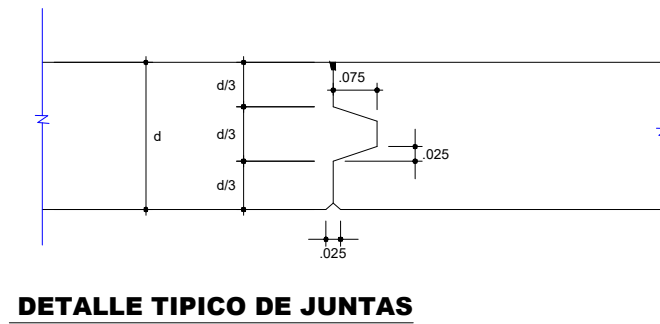
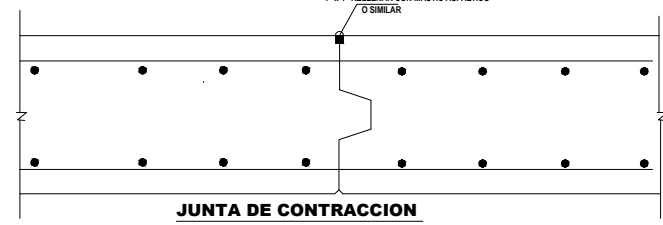
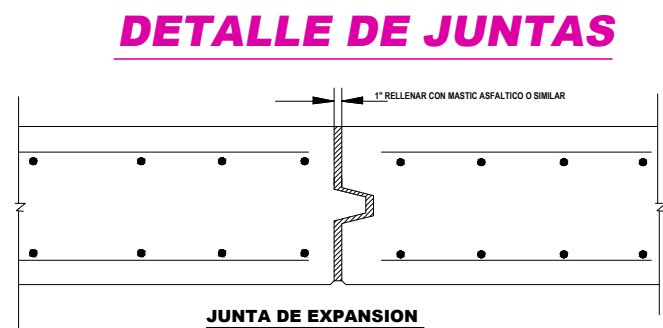
RECUBRIMIENTO

En Pantalla:	Intrados : 5.0 cm	: 7.5 cm
	Trasados : 5.0 cm	

En zapatas y estructuras en contacto con el terreno

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y TRASLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECÍFICAS EN LOS PLANOS

VARILLA #	Ø PULO	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3	3/8"	40.0	50.0	15.0
4	1/2"	45.0	75.0	15.0
5	5/8"	60.0	80.0	20.0
6	3/4"	75.0	120.0	30.0
8	1"	120.0	180.0	35.0
11	1 3/8"	160.0	340.0	45.0



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

REGIÓN : HUÁNUCO

PROVINCIA : HUÁNUCO

DISTRITO : AMARILIS

Ubicación:

Plano:

Tesis:

Bach. RODY JUAN LUIS BERMÚDEZ MACCHA

Fecha:

Escala:

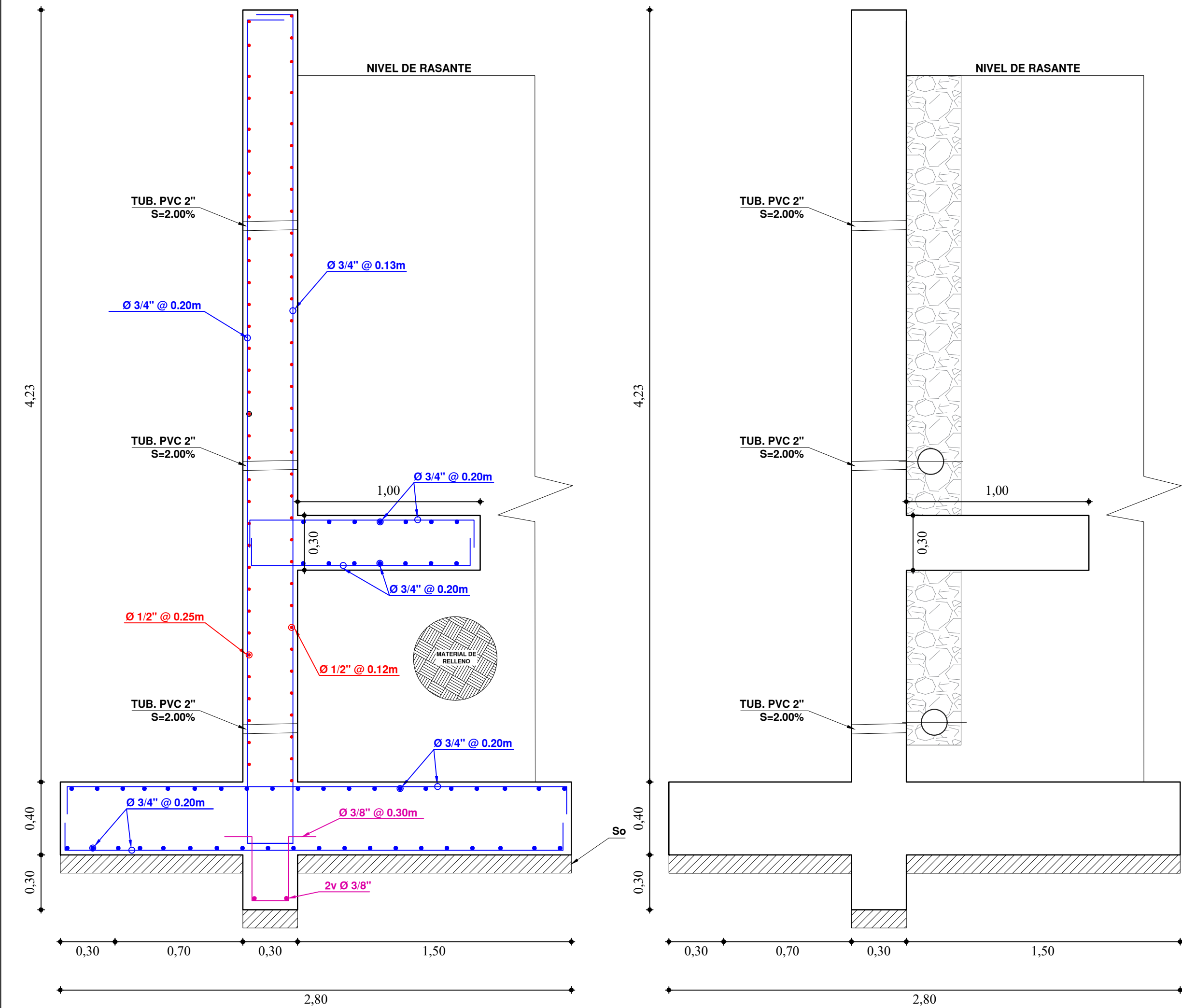
1/50

Lamina:

MB-04

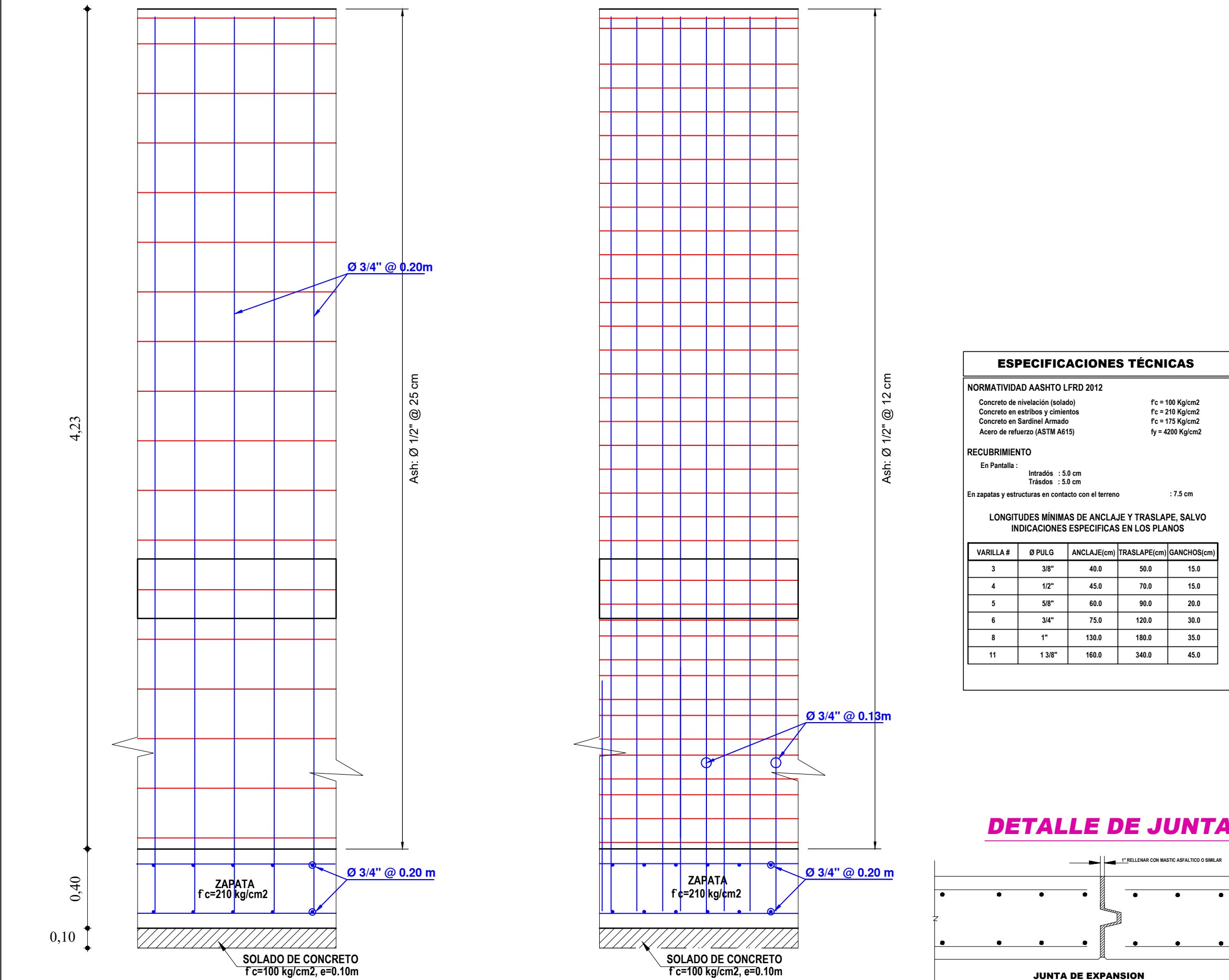
DISEÑO DE MURO

PROPUESTA DE DISEÑO DE MUROS TIPO BANDEJA EN TALUDES CON PRESENCIA DE UNIDADES DE VIVIENDA EN LA ZONA HÉROES DE JACTAY, HUÁNUCO 2024



DETALLE ESTRUCTURAL DE MURO 1+800

DETALLE ARQUITECTONICO DE MURO 1+800



CARA INTRADÓS MURO 1+800

CARA TRASDÓS MURO 1+800

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMATIVIDAD AASHTO LRFD 2012

Concreto de nivelación (isolado)

$f'c = 180 \text{ Kg/cm}^2$

Concreto en estribos y cimientos

$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Concreto en Sardinia Armado

$f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$

Acero de refuerzo (ASTM A615)

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTO

En Paredes:

Intrados : 5.0 cm

Trasados : 5.0 cm

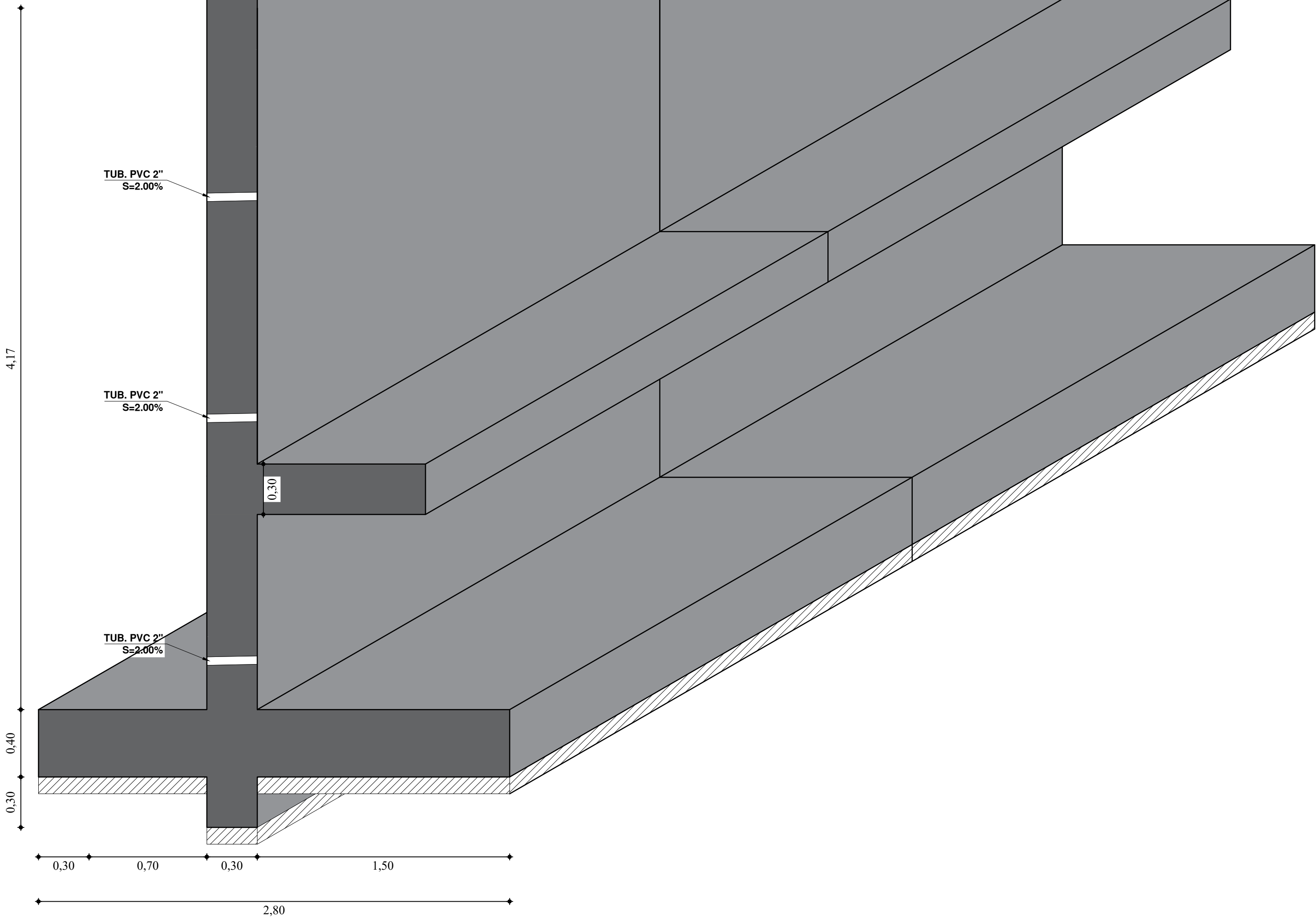
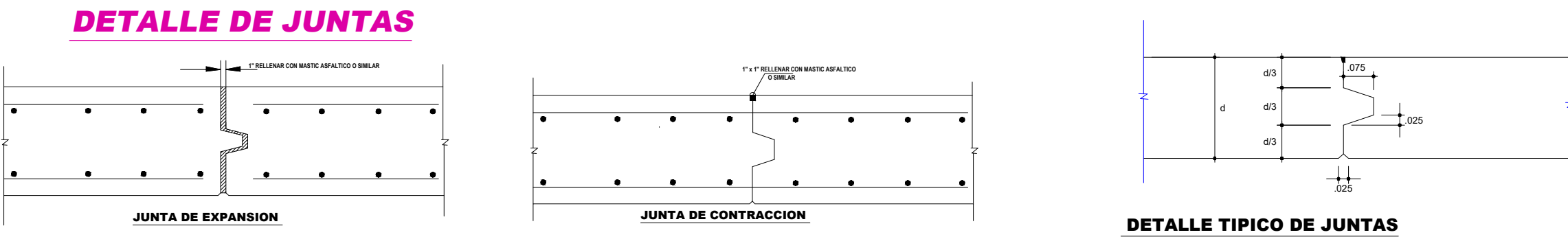
En zapatas y estructuras en contacto con el terreno

: 7.5 cm

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y TRASLAPE, SALVO

INDICACIONES ESPECÍFICAS EN LOS PLANOS

VARILLA #	Ø PULO	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3	3/8"	40.0	50.0	15.0
4	1/2"	45.0	75.0	15.0
5	5/8"	60.0	90.0	20.0
6	3/4"	75.0	120.0	30.0
8	1"	120.0	180.0	35.0
11	1 3/8"	160.0	240.0	45.0



ISOMETRIA DE MURO 1+800

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

TESIS: **PROPUESTA DE DISEÑO DE MUROS TIPO BANDEJA EN TALUDES CON PRESENCIA DE UNIDADES DE VIVIENDA EN LA ZONA HÉROES DE JACTAY, HUÁNUCO 2024**

Ubicación: **REGIÓN : HUÁNUCO**

Provincia: **HUÁNUCO**

Distrito: **AMARILIS**

Plano: **DISEÑO DE MURO**

Tesista: **Bach. RODY JUAN LUIS BERMÚDEZ MACCHA**

Fecha: **JULIO 2024**

Escala: **1/50**

Lamina: **MB - 05**