

	PRESIDENCIA DEL CONSEJO DE MINISTROS "AUTORIDAD PARA LA RECONSTRUCCIÓN CON CAMBIOS"	Revisión: R00
	CONTRATO: Proyecto "Entrega de las defensas ribereñas de los Ríos Casma y Huarmey – Paquete 4"	Emisión: 05/09/2022
	REGIÓN: ANCASH	Página 1 de 110



	
REVISIÓN DE DOCUMENTOS TÉCNICOS	
☐	A- ACEPTADO
☐	B- ACEPTADO CON COMENTARIOS
☐	C- RECHAZADO
_____	_____
FIRMA	FECHA

MEMORIA DESCRIPTIVA DE DISEÑO GEOTÉCNICO SECTOR 1 - RÍO CASMA

400198-OHL001-501-XX-DM-GE-100100

REV N°	FECHA	DESCRIPCIÓN	ELAB. POR	REV. POR	APROB. POR
R00	05/09/2022	Emitido para Aprobación	Click here to enter text.	Click here to enter text.	Click here to enter text.
			FIRMAS:		

	CONTRATO	Revisión: V01
	ENTREGA DE LAS DEFENSAS RIBEREÑAS DE LOS RÍOS CASMA Y HUARMY PAQUETE 4	Emisión: 05/09/2022
	REGIÓN: ANCASH	Página 2 de 110

 OHSA PERU	
REVISIÓN DE DOCUMENTOS TÉCNICOS	
☐	A. APROBADO PARA EMISIÓN DE ARCC
☐	B. RECHAZADO
REVISADO POR	FECHA

MEMORIA DESCRIPTIVA DE DISEÑO GEOTÉCNICO SECTOR 1 - RÍO CASMA

HY8212-400198-04-PC-RP-GE-S1_CASMA-V01

REV N°	FECHA	DESCRIPCIÓN	ELAB. POR	REV. POR	APROB. POR
V01	05/09/2022	Emitido para Aprobación	NEIL YALAN	ARMANDO TENORIO	MÁXIMO HATTA
			FIRMAS:	  	

***"ENTREGA DE LAS DEFENSAS
RIBEREÑAS DEL RÍO CASMA
(PAQUETE 4)"***

Proyecto 1: "Creación del servicio de protección ante inundaciones en el Río Casma, Río Sechín y Río Grande, en los distritos de Comandante Noel, Casma, Buena Vista Alta y Yaután - 4 distritos de la provincia de Casma - Departamento de Ancash"

Setiembre 2022

Hoja de control de calidad

Documento	Memoria Descriptiva de Diseño Geotécnico– Sector 1 - Río Casma		
Proyecto	Proyecto1: “Creación del servicio de protección ante inundaciones en el Río Casma, Río Sechín y Río Grande, en los distritos de Comandante Noel, Casma, Buena Vista Alta y Yaután - 4 distritos de la provincia de Casma - Departamento de Ancash”		
Código	HY8212-400198-04-PC-RP-GE-S1_CASMA-V01		
Autores:	Firma:	NYL/TMA	
	Fecha:	05/09/2022	
Verificado	Firma:	HSM	
	Fecha:	05/09/2022	
Destinatario	Autoridad de la Reconstrucción con Cambios		
Notas			

Índice

SECTOR 1 - RÍO CASMA.....	12
1. Introducción.....	12
2. Ubicación	14
3. Antecedentes.....	15
4. Descripción de obras proyectadas.....	15
5. Exploraciones del terreno y ensayos de laboratorio	20
5.1. Exploraciones Realizadas.....	20
5.1.1.Calicatas	20
5.1.2.Sondeos con Perforaciones Diamantina.....	23
5.1.3.Ensayo MASW	27
5.1.4.Ensayo de Refracción Sísmica.....	30
5.2. Resultados de Laboratorio.....	32
5.2.1.Ensayos estándar	32
5.2.2.Ensayo de Corte Directo	34
5.2.3.Ensayo Triaxial Consolidado Drenado (CD)	34
5.2.4.Ensayo de Permeabilidad a Carga Constante	34
6. Perfil Estratigráfico.....	36
6.1. Dique DIPR-001-MI.....	36
6.1.1.UG-01: Arena de baja compacidad.....	36
6.1.2.UG-02: Arenas limosas.....	36
6.1.3.UG-03: Gravas con arenas.....	36
6.1.4.UG-04: Arenas gravosas con bolonería.....	36
6.2. Dique DIPR-002-MD.....	37
6.2.1.UG-01: Arena de baja compacidad.....	37
6.2.2.UG-02: Arenas limosas.....	37
6.2.3.UG-03: Gravas con arenas.....	37
6.2.4.UG-04: Arenas gravosas con bolonería.....	37
7. Parámetros de diseño en Suelo	38
7.1. Parámetros de resistencia en Suelo.....	38
7.2. Parámetros de deformación del Suelo	41
7.3. Permeabilidad en suelos	47
8. Diseño Geotécnico de Diques.....	50

8.1.	Metodología de Análisis	50
8.2.	Definición de dimensiones de diseño	50
8.2.1.	Dimensiones.....	50
8.2.2.	Secciones de Análisis.....	51
8.3.	Mecanismos de falla de diques	52
9.	Análisis del Potencial de Licuefacción	53
9.1.	Método Determinístico - Workshop (Youd et al., 1997 - basado Seed & Idriss, 1971)	53
9.1.1.	Resistencia Sísmica - Parámetro CRR	54
9.1.2.	Solicitud sísmica - Parámetro CSR.....	57
9.1.3.	Verificación de la seguridad frente a la licuefacción	59
9.2.	Método Probabilístico - Youd & Noble, 2001.....	59
9.3.	Estimación de Asientos.....	60
9.3.1.	Método Ishihara y Yoshimine (1992).....	60
9.3.2.	Método Tokimatsu y Seed (1987).....	61
9.4.	Resultados del Análisis de Licuefacción	62
9.4.1.	Datos de entrada	62
9.4.2.	Resumen de Resultados.....	63
10.	Análisis de Estabilidad Post-Sismo	66
10.1.	Evaluación de la resistencia residual	66
10.2.	Evaluación de la estabilidad de los diques	67
10.3.	Parámetros de Resistencia	68
10.4.	Resultados Obtenidos.....	68
11.	Análisis de Infiltración en el Dique	69
12.	Asentamientos y Deformaciones	73
12.1.	Análisis de Asentamientos y Deformaciones	74
12.1.1.	Asentamiento en Condición Estática.....	81
12.1.2.	Deformaciones por Sismo.....	86
13.	Capacidad Admisible de Cimentación	91
14.	Análisis de Estabilidad de Diques	93
14.1.	Metodología de análisis.....	93
14.2.	Aceleración sísmica horizontal de diseño	94
14.3.	Parámetros de Resistencia de Suelos	94
14.4.	Criterios de Estabilidad.....	95

14.5.	Casos de carga analizados.....	96
14.5.1.	Fin de la Construcción	96
14.5.2.	Filtraciones en Estado Estacionario	96
14.5.3.	Descenso de Nivel Repentino	96
14.5.4.	Sismo	97
14.6.	Resultados Obtenidos.....	97
15.	Aprovechamiento de Materiales de Excavación	99
16.	Selección de Materiales de Préstamo.....	100
16.1.	Granulometría del material.....	100
16.2.	Tamaño de roca y su colocación	102
17.	Aspectos Constructivos	102
17.1.	Limpieza y desbroce	102
17.2.	Disposición de material inadecuado.....	102
17.3.	Excavación	103
17.4.	Tratamiento del suelo de fundación	103
17.5.	Compactación.....	103
17.6.	Concepto de Diseño Geotécnico del Dique de Arena.....	104
17.6.1.	Material de Conformación.....	104
17.6.2.	Condicionantes en el Diseño	105
17.6.3.	Mecanismos de Resistencia.....	105
18.	Conclusiones y Recomendaciones	106

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Ubicación de Proyecto 1	14
Ilustración 2 Ubicación de Sector 1 - Río Casma	14
Ilustración 3 Sección Típica de Dique nuevo con enrocado más refuerzo tipo 1	17
Ilustración 4 Sección Típica de Dique nuevo de arena con enrocado	17
Ilustración 5 Sección Típica de Dique nuevo con tratamiento de talud con geoceldas	17
Ilustración 6 Sección Típica de Protección de talud con enrocado	18
Ilustración 7 Sección Típica de Dique nuevo con enrocado	18
Ilustración 8 Sección Típica de recrecido de dique existente	18
Ilustración 9 Equipo del cono utilizado en el ensayo de cono Peck	24
Ilustración 10 Esquema de ensayo MASW	28
Ilustración 11 Curva de dispersión de la energía de los registros y modelo de velocidad Vs	28
Ilustración 12 Esquema de tendido sísmico característico	30
Ilustración 13 Generación de la domocrónica y tiempo de intercepto	30
Ilustración 14 Relación entre ángulo de fricción y el peso específico seco para suelos granulares – Sector 1 – Río Casma	40
Ilustración 15 Curvas de degradación de la rigidez de los suelos	42
Ilustración 16 Variación del módulo de elasticidad con la profundidad – Dique DIPR-001-MI	45
Ilustración 17 Variación del módulo de elasticidad con la profundidad – Dique DIPR-002-MD	45
Ilustración 18 Permeabilidad típicas de las rocas y suelos	47
Ilustración 19 Curva base recomendada por el Workshop de 1997, para evaluar licuación en arenas limpias a partir del SPT	55
Ilustración 20 Factor de escala de magnitud MSF para el sismo solicitado	57
Ilustración 21 Esquema de Suelo Rígido	57
Ilustración 22 Acelerograma de un esfuerzo cortante	58
Ilustración 23 Curva de r_u propuesto por el NCEER	59
Ilustración 24 Deformación volumétrica en función del factor de seguridad	61
Ilustración 25 Deformación volumétrica en función del CSR y conteo de golpes SPT corregido	62
Ilustración 26 Desagregación Sísmica – Casma, Km 0+000	62
Ilustración 27 Condiciones de estratificación del subsuelo requerido para la manifestación en superficie de la licuación	64
Ilustración 28 Franja teórica de terreno potencialmente licuable	65
Ilustración 29. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-001-MI - Sección 0+140	76
Ilustración 30. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-001-MI - Sección 0+560	77
Ilustración 31. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-001-MI - Sección 2+920	78
Ilustración 32. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-001-MI - Sección 3+220	78
Ilustración 33. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-001-MI - Sección 3+660	78
Ilustración 34. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-002-MD - Sección 0+040	79
Ilustración 35. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-002-MD - Sección 0+460	79
Ilustración 36. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-002-MD - Sección 1+060	80
Ilustración 37. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-002-MD - Sección 2+660	80
Ilustración 38. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-002-MD - Sección 2+980	80
Ilustración 39. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-002-MD - Sección 3+960	81



ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Ubicación de diques proyectados en Sector 1 – Río Casma	15
Tabla 2 Ubicación de calicatas en el Sector 1 – Río Casma	20
Tabla 3 Ubicación de calicatas sobre diques existentes en el Sector 1 – Río Casma	21
Tabla 4 Resumen Ensayo de densidad de campo en el Sector 1 – Río Casma	21
Tabla 5 Resumen de ensayos de densidad de campo en diques existentes del Sector 1 – Río Casma	22
Tabla 6 Resumen de ensayos de Granulometría Global en el cauce del río	23
Tabla 7 Resumen de ensayos de Granulometría Global en diques existentes	23
Tabla 8 Ubicación de perforaciones en el Sector 1 – Río Casma	23
Tabla 9 Resumen de ensayos SPT y/o Cono Peck en el Sector 1 – Río Casma	24
Tabla 10 Resultados de ensayos de permeabilidad in situ	27
Tabla 11 Caracterización sísmica del suelo	29
Tabla 12 Ubicación de ensayos MASW en el Sector 1 – Río Casma	29
Tabla 13 Ubicación de ensayos de refracción sísmica en el Sector 1 – Río Casma	31
Tabla 14 Resultados de los ensayos de laboratorio en calicatas del Sector 1 – Río Casma	32
Tabla 15 Resultados de los ensayos de laboratorio en sondeos del Sector 1 – Río Casma	32
Tabla 16 Ensayos de laboratorio de muestras en diques existentes del Sector 1 – Río Casma	33
Tabla 17 Resumen de ensayo de corte directo	34
Tabla 18 Resumen de ensayo triaxial CD realizados en el Sector 1 – Río Casma	34
Tabla 19 Resumen de ensayo de permeabilidad a carga constante	34
Tabla 20 Angulo de fricción típico – suelos de cimentación	38
Tabla 21 Parámetros de resistencia en suelo – Sector 1 – Río Casma	39
Tabla 22 Aproximación de la densidad relativa a la compactación relativa	39
Tabla 23 Parámetros de Resistencia Diques Existentes	41
Tabla 24 Módulos elásticos de rigidez calculados a partir de ensayos geofísicos	42
Tabla 25 Módulos elásticos de rigidez de las unidades geológicas-geotécnicas	46
Tabla 26 Aproximación de la densidad relativa a la compactación relativa	46
Tabla 27 Parámetros típicos de módulos de elasticidad para material granular compactado	46
Tabla 28 Parámetros elásticos en suelo en Sector 1 – Río Casma	47
Tabla 29 Permeabilidad de los materiales en el dique	48
Tabla 30 Permeabilidad de los materiales en los diques existentes del Sector 1 – Río Casma	48
Tabla 31 Dimensiones de diques proyectados en Sector 1 – Río Casma	51
Tabla 32 Secciones de análisis	51
Tabla 33 Mecanismos de falla y los efectos o elementos asociados	52
Tabla 34 Valores de los factores de corrección	54
Tabla 35 Valores de los coeficientes en función del contenido de finos (FC)	54
Tabla 36 Clasificación del Potencial de Licuefacción	60
Tabla 37 Resumen de Espesores Potencialmente Licuables	63
Tabla 38 Evaluación de la manifestación en superficie de la licuación	64
Tabla 39 Resumen de asentamientos producto de la licuefacción	65
Tabla 40 Valores de resistencia normalizada del suelo	66
Tabla 41 Valores de resistencia residual del suelo	67
Tabla 42 Parámetros de Resistencia – Análisis Post-Sismo	68

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 43 Resultado del análisis de estabilidad Post-sismo	68
Tabla 44 Permeabilidad de los materiales en el dique	69
Tabla 45 Secciones con mayor tirante de agua	70
Tabla 46 Resultado del análisis de infiltración	70
Tabla 47 Parámetros del modelo Hardening Soil	74
Tabla 48 Parámetros del modelo Hardening Soil – Diques Existentes	75
Tabla 49 Resultados del modelamiento numérico – Asentamiento	81
Tabla 50 Resultados del modelamiento numérico – Deformaciones	86
Tabla 51 Carga admisible de diseño	92
Tabla 52 Coeficientes Sísmicos – Sector 1 – Río Casma	94
Tabla 53 Parámetros de Resistencia – Secciones de análisis	94
Tabla 54 Criterios de Diseño Geotécnico	95
Tabla 55 Resultado del análisis de estabilidad	97
Tabla 56 Evaluación de materiales de excavación	100
Tabla 57 Franja granulométrica para agregados TM 4"	101
Tabla 58 Franjas granulométricas para afirmado	101
Tabla 59 Frecuencia de Ensayos – Cuerpo de dique y afirmado	104

LISTA DE ANEXOS

ANEXO I	:	EXPLORACIONES GEOTÉCNICAS Y GEOFÍSICAS
ANEXO II	:	ENSAYOS DE LABORATORIO
ANEXO III	:	ANÁLISIS DE LICUEFACCIÓN
ANEXO IV	:	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POST-SISMO
ANEXO V	:	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD
ANEXO VI	:	ANÁLISIS DE INFILTRACIÓN
ANEXO VII	:	ANÁLISIS DE DEFORMACIONES
ANEXO VIII	:	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE
ANEXO IX	:	PLANOS

MEMORIA DESCRIPTIVA DE DISEÑO GEOTÉCNICO SECTOR 1 - RÍO CASMA

1. Introducción

El presente documento describe el contenido del programa de investigación geotécnica ejecutado como parte de la ingeniería básica para la construcción de los diques DIPR-001-MI y DIPR-002-MD, ubicados en el sector 1 – Río Casma, que conforman el Proyecto 1: “Creación del servicio de protección ante inundaciones en el Río Casma, Río Sechín y Río Grande, en los distritos de Comandante Noel, Casma, Buena Vista Alta y Yaután - 4 distritos de la provincia de Casma - Departamento de Ancash”.

En la sección de exploración del terreno y ensayos de laboratorio se muestra los trabajos de campo ejecutados en el sector 1 – Río Casma propuesto por TYPESA (con base en la revisión de antecedentes y sucesivas visitas al área de estudio), el cual consiste en las exploraciones geofísicas mediante ensayos MASW y de refracción sísmica, y calicatas a lo largo de los emplazamientos de los diques de protección ribereña.

Mediante estas exploraciones se registró el espesor y las características de los suelos observados, la posición de los niveles de agua y se tomó muestras de los puntos investigados para sus respectivos ensayos en laboratorio. A partir de estas investigaciones, entre otras actividades, se obtendrán valores de los parámetros resistentes y elásticos del suelo de la zona de estudio del proyecto.

Para el proceso de diseño de las estructuras geotécnicas se tomaron como puntos de partida la caracterización y zonificación geológico-geotécnica y las secciones típicas del dique. El diseño consistió en identificar y evaluar los mecanismos de falla asociados a las unidades geotécnicas y diques, para poder definir la geometría, los requisitos de los materiales a utilizar en la construcción de los diques y recomendar métodos constructivos en general.

Como parte del diseño se analizaron los asentamientos y deformaciones mediante modelos de elementos finitos (en condiciones estáticas y pseudoestáticas), se verificó la estabilidad de los diques (al final de la construcción, en estado de filtraciones constantes y por disminución repentina del tirante), se realizó el análisis de infiltración y fue verificada la capacidad de carga admisible del terreno.

2. Ubicación

El sector 1 – Río Casma del Proyecto 1, se emplazan los diques de defensa ribereña entre las progresivas 0+000 a 5+500 del río Casma; geográficamente ubicado en el distrito de Comandante Noel, provincia de Casma, departamento de Ancash.

Ilustración 1 Ubicación de Proyecto 1
(Elaboración propia, 2022)



Ilustración 2 Ubicación de Sector 1 - Río Casma
(Elaboración propia, 2022)



3. Antecedentes

El estudio de Geología y Geotecnia del Estudio de Preinversión del Proyecto 1 del año 2020, este informe fue desarrollado en dos etapas una primera etapa de campo que consistió en un levantamiento geológico de la zona y una campaña de exploración geotécnica y una segunda etapa de gabinete, el estudio abarco la geología regional, geología local y geotecnia.

De acuerdo con la geología regional se identificaron unidades litológicas cuyas edades varían desde el Periodo Cretácico al Cuaternario. El basamento rocoso que aflora en el río Casma corresponde a la intrusión del Batolito de la Costa, cuya composición varia de granodiorita a tonalita. Las rocas volcánicas correspondientes al Volcanico Calipuy del Cretáceo-Terciario Inferior, los cuales afloran en gran extensión a lo largo de la Cordillera Negra en la cuenca alta. Los depósitos más recientes cuyas edades varían desde el Pleistoceno hasta la actualidad, se presentan principalmente en la cuenca inferior, conformados por depósitos aluviales, fluviales, eólicos, marinos y morrénicos.

De acuerdo con la geología local la zona de estudio se emplaza en depósitos aluviales y fluviales, los materiales en los primeros 3 kilómetros del río Casma se componen de depósitos de arenas con niveles de finos; geomorfológicamente el río se corresponde a un cauce principalmente anastomosado, con curvas rectificadas con múltiples canales activos. Los kilómetros consecuentes el material del río se compone de material granular de mayor tamaño, geomorfológicamente el río en este tramo se corresponde a un cauce principalmente anastomosado con desarrollo de múltiples canales y barras a lo largo del trayecto.

Las exploraciones ejecutadas consistieron en calicatas, densidades de campo y ensayos SEV, de cuyas muestras se realizaron ensayos de laboratorio como granulometría, límites y densidad natural; el estudio estimó una capacidad de carga de 0.9 a 1.5 kg/cm². Con respecto a la sismicidad de la zona, el estudio indicó que la zona presenta aceleraciones de 0.20g.

Este estudio se relaciona con el estudio en curso en vista de que nos brinda una primera aproximación a la caracterización geológica y geotécnica del terreno lo cual resulta un aporte importante para conocer a priori el comportamiento del terreno de cimentación.

4. Descripción de obras proyectadas

Se plantea la construcción de defensas ribereñas conformadas por diques con enrocados ubicados en ambas márgenes del río Casma, desde la prog. 0+000 al 5+500 del eje de río. El talud del dique donde se apoyará el enrocado será de 1.5H:1V y el talud exterior del enrocado será de 2H:1V, con una profundidad de uña antisocavante de 1.00 m y 1.80 m.

Tabla 1 Ubicación de diques proyectados en Sector 1 – Río Casma
(Elaboración propia, 2022)

Código de Dique	Margen	Progresivas (Eje de Dique)		Longitud (m)
		Inicial	Final	
DIPR-001-MI	Izquierda	0+000	5+397.22	5397.22
DIPR-002-MD	Derecha	0+000	5+064.29	5064.29

Ilustración 3 Sección Típica de Dique nuevo con enrocado más refuerzo tipo 1
(Elaboración propia, 2022)

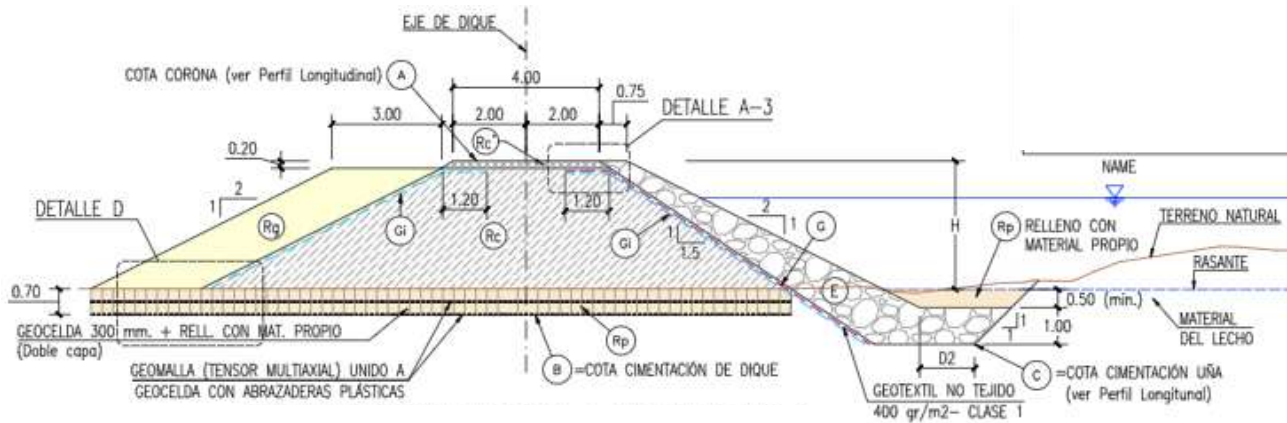


Ilustración 4 Sección Típica de Dique nuevo de arena con enrocado
(Elaboración propia, 2022)

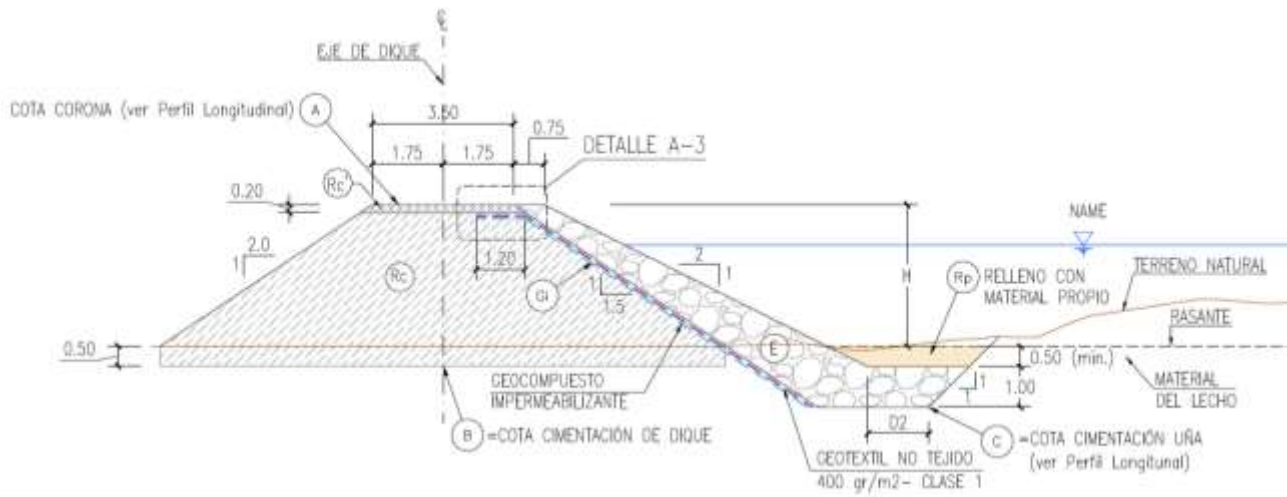


Ilustración 5 Sección Típica de Dique nuevo con tratamiento de talud con geoceldas
(Elaboración propia, 2022)

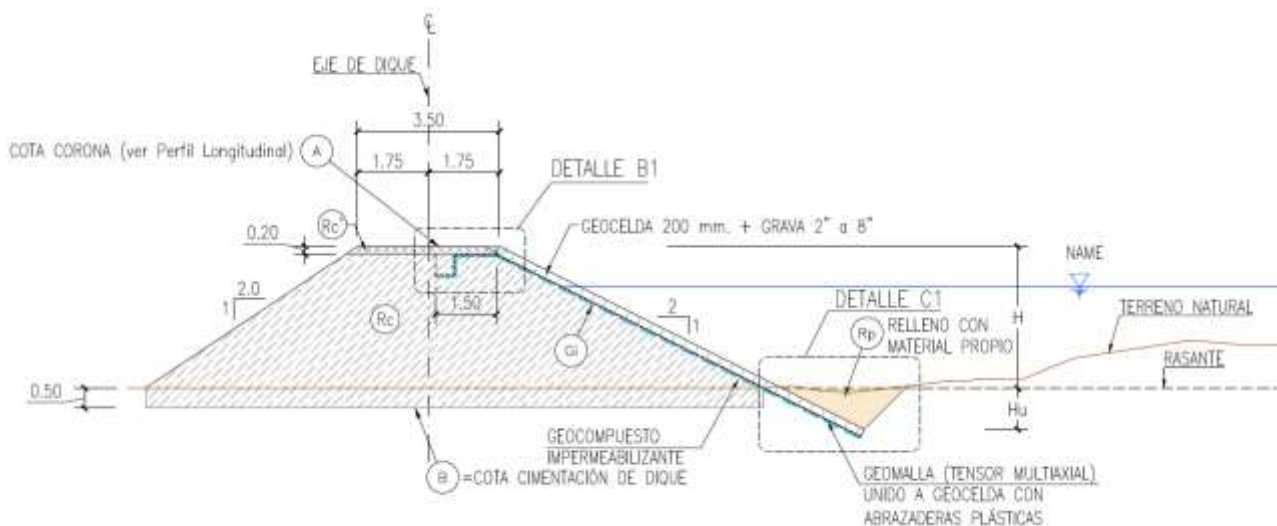


Ilustración 6 Sección Típica de Protección de talud con enrocado
(Elaboración propia, 2022)

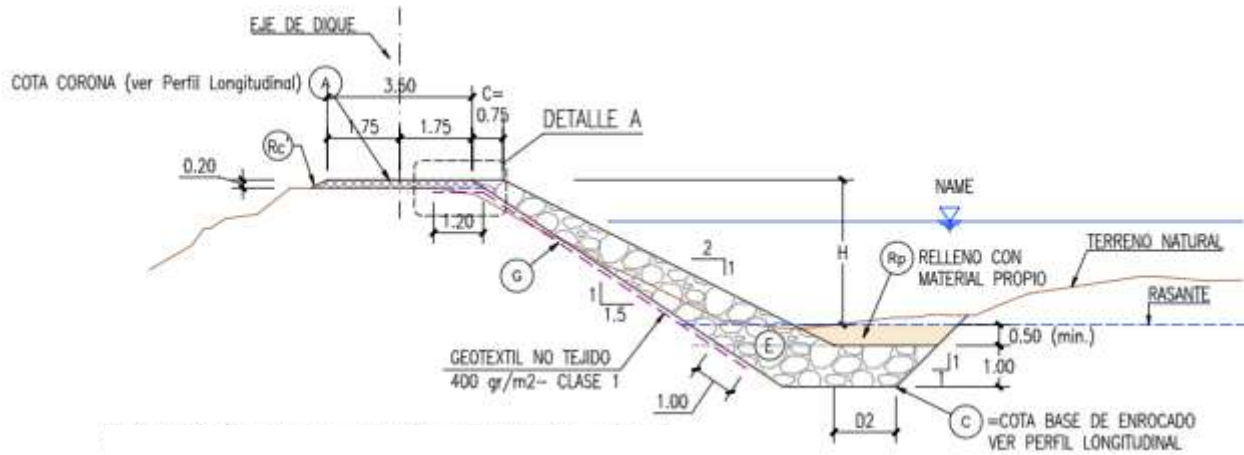


Ilustración 7 Sección Típica de Dique nuevo con enrocado
(Elaboración propia, 2022)

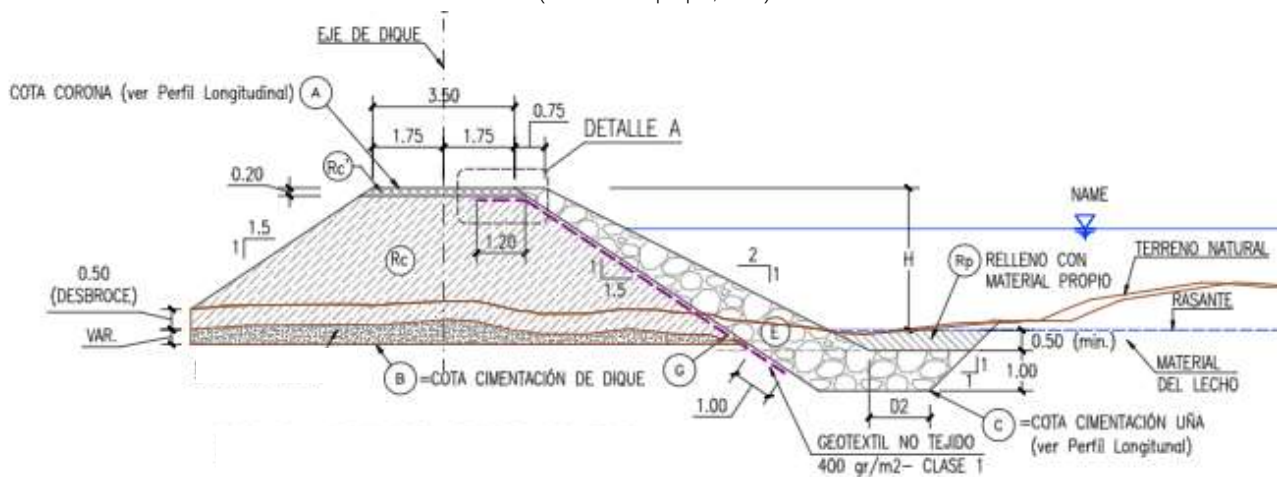
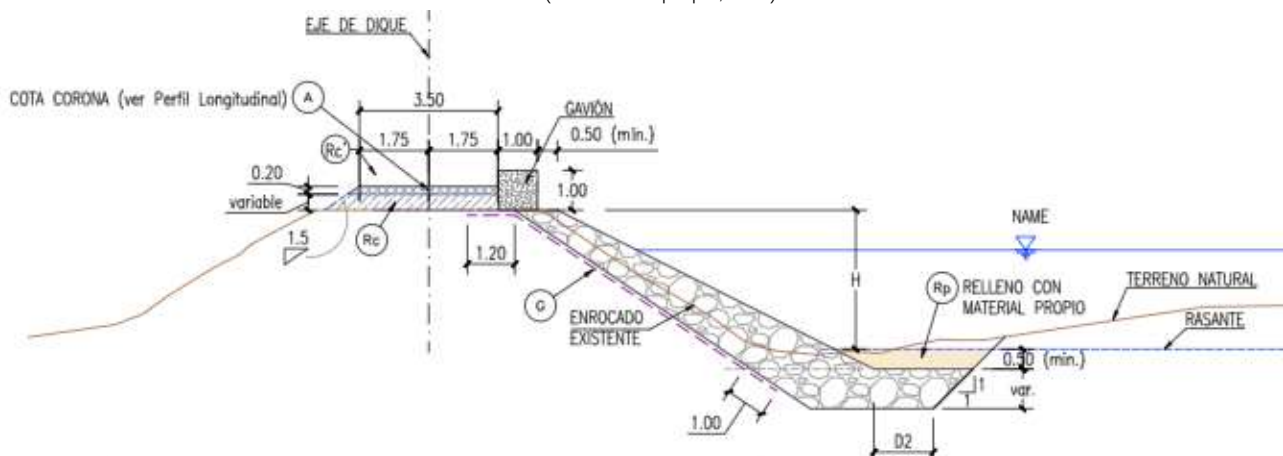


Ilustración 8 Sección Típica de recrecido de dique existente
(Elaboración propia, 2022)



5. Exploraciones del terreno y ensayos de laboratorio

Se ejecutó una campaña que se enfoca en recabar información geotécnica necesaria para el diseño de los diques de protección ribereña, permitiendo identificar la estratificación del material de cimentación existente y sus propiedades físicas y mecánicas.

5.1. Exploraciones Realizadas

5.1.1. Calicatas

Para determinar el tipo de material existente en el subsuelo, se realizaron 16 calicatas hasta una profundidad máxima de 4 m, según el procedimiento establecido en la Norma ASTM D 2488, registrándose los niveles de agua y materiales en profundidad, y de las cuales se obtuvieron muestras que serán ensayadas en laboratorio.

Adicionalmente se realizó 4 calicatas para conocer las características de los suelos que conforman el cauce del río, que permitan determinar la socavación y erosión hidráulica, excavándose hasta la profundidad donde se encontraba el nivel freático. En el punto investigado se procedió a la realización del ensayo de granulometría global y a la toma de muestras para su caracterización mediante ensayos de laboratorio.

A continuación, se muestran las ubicaciones de las calicatas ejecutadas:

Tabla 2 Ubicación de calicatas en el Sector 1 – Río Casma
(Elaboración propia, 2022)

Calicata	Finalidad	Coordenadas UTM		Profundidad (m)	Nivel Freático (m)
		Este (m)	Norte (m)		
C-C-01	Cimentación	788226	8954120	2.50	1.00
C-C-02	Cimentación	788498	8954258	3.00	2.60
C-C-03	Cimentación	788675	8954510	2.50	1.50
C-C-04	Cimentación	788954	8954626	3.00	1.30
C-C-05	Cimentación	789248	8954668	2.50	1.50
C-C-06	Cimentación	789518	8954530	2.50	1.00
C-C-07	Cimentación	789821	8954617	2.50	1.50
C-C-08	Cimentación	790097	8954471	3.00	2.00
C-C-09	Cimentación	790384	8954376	3.00	1.80
C-C-10	Cimentación	790522	8954098	2.00	0.50
C-C-11	Cimentación	790798	8953963	2.20	1.50
C-C-12	Cimentación	791011	8953736	2.80	1.50
C-C-13	Cimentación	791296	8953631	3.00	2.00
C-C-14	Cimentación	791506	8953400	2.20	1.20
C-C-15	Cimentación	791798	8953298	3.00	1.50
C-C-16	Cimentación	792024	8953083	2.00	1.00
C-C-S01	Socavación	788230	8954094	1.50	1.30
C-C-S02	Socavación	789041	8954677	1.50	1.00
C-C-S03	Socavación	790016	8954548	1.50	1.50
C-C-S04	Socavación	790781	8953939	1.50	1.40

Para el caso de la evaluación de los diques existentes a lo largo del cauce del río Casma, se ejecutó 5 calicatas sobre la corona de estos diques, donde se realizaron ensayos de densidad de campo y granulometría global, además de la obtención muestras que serán ensayadas en laboratorio.

Tabla 3 Ubicación de calicatas sobre diques existentes en el Sector 1 – Río Casma
(Elaboración propia, 2022)

Calicata	Finalidad	Coordenadas UTM		Profundidad (m)	Nivel Freático (m)
		Este (m)	Norte (m)		
C-E-C-01	Evaluación de dique	788887	8954592	1.50	NP
C-E-C-02	Evaluación de dique	789695	8954514	1.50	NP
C-E-C-03	Evaluación de dique	789996	8954569	1.50	NP
C-E-C-04	Evaluación de dique	790821	8953954	1.50	NP
C-E-C-05	Evaluación de dique	791410	8953468	1.50	NP

NP: No Presenta

5.1.1.1. Ensayo de Densidad de Campo

Con el fin de determinar la densidad natural del terreno, se realizó ensayos de densidad por el método de cono de arena (ASTM D1556) que permite determinar la densidad natural in situ del suelo; el ensayo se realizó en las calicatas ejecutadas, donde para asegurar el buen desempeño del ensayo, se aplano una superficie en el interior para la colocación de una placa base con un orificio a través del cual se excava el material del suelo, para a continuación colocar el cono de manera invertida sobre el agujero, abriendo la válvula de este y dejar caer en caída libre la arena de densidad conocida (una arena estandarizada) hasta el agujero para determinar el volumen.

La densidad húmeda del suelo se determina dividiendo la masa húmeda del material que fue removido entre el volumen del orificio. Luego utilizando la masa húmeda del suelo, el contenido de humedad y volumen del orificio, se puede calcular el volumen del agujero excavado, la masa seca del material extraído y las densidades húmedas y secas “in situ” del suelo ensayado.

En la siguiente tabla se muestran un resumen de los resultados del ensayo de densidad de campo:

Tabla 4 Resumen Ensayo de densidad de campo en el Sector 1 – Río Casma
(Elaboración propia, 2022)

Calicata	Muestra	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Método	Densidad Húmeda γ (gr/cm ³)	C.H. (%)	Densidad Seca γ_s (gr/cm ³)
C-C-01	M-01	0.50	SM	Cono de Arena	1.57	13.18	1.39
C-C-04	M-01	0.50	SP-SM		1.58	12.08	1.41
C-C-07	M-01	0.50	SP-SM		1.40	15.59	1.21
C-C-10	M-01	0.50	SP-SM		1.93	6.34	1.81
C-C-13	M-01	0.50	GP-GM		1.93	5.81	1.82
C-C-15	M-01	0.50	GP		1.99	7.30	1.86

Nota: La clasificación SUCS se realizó en laboratorio con el material pasante a la malla de 3”.

En el caso de la evaluación de los diques existentes, se utilizó el método del cono de arena ya mencionado, así como el método de reemplazo de agua (ASTM D5030) que permite determinar la densidad natural in situ del suelo con presencia de material granular con sobretamaño; este ensayo se realiza excavando un hoyo de diámetro igual al anillo del equipo mediante una pala pequeña, obteniendo un agujero de profundidad

de acuerdo al tamaño del material granular, el suelo excavado se pesa y a la vez se obtiene una muestra disturbada, el volumen del agujero se calcula haciendo uso de agua.

Tabla 5 Resumen de ensayos de densidad de campo en diques existentes del Sector 1 – Río Casma
(Elaboración propia, 2022)

Calicata	Muestra	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Método	Densidad Húmeda γ (gr/cm ³)	C.H. (%)	Densidad Seca γ_s (gr/cm ³)
C-E-C-01	M-01	0.15	SP-SM	Cono de Arena	1.87	0.53	1.86
C-E-C-02	M-01	0.30	SP	Reemplazo de agua	1.72	0.98	1.70
C-E-C-03	M-01	0.15	SM	Cono de Arena	1.36	1.27	1.35
C-E-C-04	M-01	0.15	SM	Cono de Arena	1.41	1.19	1.39
C-E-C-05	M-01	0.50	SP	Reemplazo de agua	1.99	0.71	1.97

Nota: La clasificación SUCS se realizó en laboratorio con el material pasante a la malla de 3".

5.1.1.2. Ensayo de Granulometría Global

La norma ASTM D2488 (Práctica Estándar para la descripción e identificación de Suelos- Procedimiento Visual Manual) considera una apreciación global de la fracción gruesa mayor a 3". Esta práctica recomendada describe un procedimiento para la identificación y la descripción de suelos con propósitos ingenieriles, basado en el examen visual y pruebas manuales simples. Así como también determinar el tamaño máximo del material presente en el suelo extraído de las calicatas. La norma ASTM D 422 considera el análisis granulométrico por tamizado en laboratorio de los materiales del suelo de tamaño menor o igual a 3"; en consecuencia, se determina el valor cuantitativo del volumen de material menor de 3".

En el ensayo de granulometría global en campo se cuantifica los pesos para diferentes rangos de tamaños de material y a partir del material que es retenido en el tamiz de 3", los diferentes rangos de tamaños considerados son los siguientes:

- De 3" a 4"
- De 4" a 5"
- De 5" a 6"
- De 6" a 8"
- De 8" a 10"
- De 10" a 12"
- De 12" a 15"
- De 15" a 20"
- Mayor a 20"

Con estos resultados de campo y los resultados del análisis granulométrico por tamizado de laboratorio para el material menor a 3" se obtiene la curva para la granulometría global.

El ensayo de Granulometría Global en campo consiste en recoger una muestra representativa el cual se debe pesar y tamizar por la malla de 3". Luego se procede separar por rangos de tamaños el material

retenido en la malla de 3" mediante el uso de winchas o mallas individuales. Finalmente, se procede a pesar los diferentes grupos por rango de tamaños y una muestra representativa del material menor a 3" es enviado a laboratorio. Estos ensayos han sido realizados en las calicatas de socavación en el cauce del río y corona de diques existentes en el sector.

Tabla 6 Resumen de ensayos de Granulometría Global en el cauce del río
(Elaboración propia, 2022)

Calicata	Progresiva Eje de Río (Km)	Tamaño Máximo	Granulometría Global				
			% Fino (<N°200)	% Arena (N°200 a N°4)	% Grava (N°4 a 3")	% Cantos (3" a 6")	% Bolones (6" a 12")
C-C-S01	0+800	3/4"	2.99	95.11	1.89	0.00	0.00
C-C-S02	1+800	2"	0.57	75.49	23.94	0.00	0.00
C-C-S03	2+800	4"	1.85	81.39	15.72	1.04	0.00
C-C-S04	3+800	6"	3.17	72.37	21.64	2.82	0.00

Tabla 7 Resumen de ensayos de Granulometría Global en diques existentes
(Elaboración propia, 2022)

Calicata	Progresiva Eje de Río (Km)	Tamaño Máximo	Granulometría Global				
			% Fino (<N°200)	% Arena (N°200 a N°4)	% Grava (N°4 a 3")	% Cantos (3" a 6")	% Bolones (6" a 12")
C-E-C-01	1+600	3"	9.12	88.44	2.44	0.00	0.00
C-E-C-02	2+490	1 1/2"	3.00	94.88	2.12	0.00	0.00
C-E-C-03	2+770	N°4	12.16	87.84	0.00	0.00	0.00
C-E-C-04	3+800	6"	7.56	35.71	9.57	47.16	0.00
C-E-C-05	4+570	4"	3.03	82.62	13.15	1.20	0.00

5.1.2. Sondeos con Perforaciones Diamantina

Los sondeos se realizaron con la finalidad de evaluar el potencial de licuefacción de los suelos de cimentación del sector 1 – Río Casma.

Se ejecutó la perforación empleando el método rotativo, con un sistema "wire line". En los tramos de suelo se realizaron ensayos de penetración estándar SPT a intervalos regulares de 1.0 m conforme a la norma ASTM D1586, para los tramos de material aluvial con gran presencia de gravas se realizaron ensayos de cono Peck a intervalos regulares de 1.0 m.

En las muestras obtenidas de los ensayos de penetración (SPT o cono Peck) se realizarán ensayos de laboratorio para la caracterización del material.

A continuación, se muestran las ubicaciones de los sondeos ejecutados:

Tabla 8 Ubicación de perforaciones en el Sector 1 – Río Casma
(Elaboración propia, 2022)

Sondeo	Coordenadas UTM		Profundidad (m)	Nivel Freático (m)
	Este (m)	Norte (m)		
S-C-01	788590	8954439	18.50	3.50
S-C-02	788997	8954704	17.45	4.18
S-C-03	789529	8954605	16.00	0.82
S-C-04	789998	8954558	15.00	0.60
S-C-05	790394	8954348	15.00	0.98
S-C-06	791258	8953642	15.45	0.80
S-C-07	792028	8953142	15.00	1.70

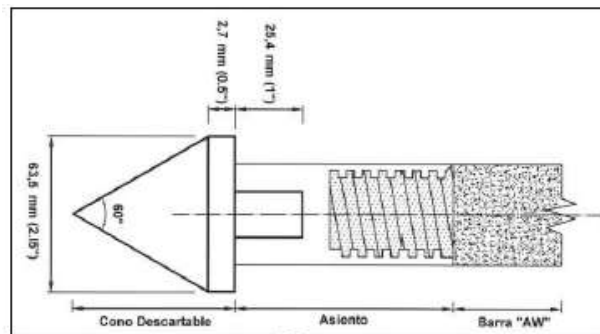
5.1.2.1. Ensayos SPT y/o Cono Peck

Los ensayos de penetración estándar (SPT) se realizan por hincado de un tomamuestras de cuchara partida, de 51 mm de diámetro exterior, obteniéndose una muestra alterada del terreno. Este ensayo permite obtener una idea de la consistencia o compacidad del terreno a la profundidad que se ejecuta el ensayo, contando el número de golpes necesarios para hacer penetrar la cuchara del SPT en 3 tramos de 15 cm.

Se obtiene el índice denominado "N" sumando los golpes obtenidos en los dos últimos tramos de 15 cm. Estos ensayos se dan por terminados cuando el tomamuestras se ha introducido totalmente o cuando en cualquiera de los tramos de 15 cm se ha requerido más de 50 golpes, lo que se denomina rechazo (R).

Por otro lado, en niveles de suelos gravosos se cambió la cuchara partida por una punta cónica del tipo Cono Peck, como el que se muestra en la siguiente figura:

Ilustración 9 Equipo del cono utilizado en el ensayo de cono Peck
(Elaboración propia, 2022)



Los ensayos de cono Peck (C_p) se ejecutaron en tramos de suelos arenoso, por lo cual la correlación entre los ensayos SPT y cono Peck es de $N_{SPT} = 0.5 C_{p}$.

Se muestran en la tabla a continuación los resultados de los ensayos SPT y/o Cono Peck realizados en campo:

Tabla 9 Resumen de ensayos SPT y/o Cono Peck en el Sector 1 – Río Casma
(Elaboración propia, 2021)

Sondeo	Ensayo	Profundidad (m)	Golpes por intervalo			Cn	N _{SPT}
			15	30	45		
S-C-01	SPT-01	1.00 – 1.45	3	3	3	-	6
S-C-01	SPT-02	2.00 – 2.45	3	3	5	-	8
S-C-01	SPT-03	3.00 – 3.45	3	3	5	-	8

Sondeo	Ensayo	Profundidad (m)	Golpes por intervalo			Cn	N _{SPT}
			15	30	45		
S-C-01	SPT-04	4.00 – 4.45	3	3	4	-	7
S-C-01	SPT-05	5.00 – 5.45	5	3	6	-	9
S-C-01	CONO-01	6.00 – 6.45	3	3	4	7	4
S-C-01	CONO-02	7.00 – 7.45	5	6	7	13	7
S-C-01	CONO-03	8.00 – 8.45	14	9	7	16	8
S-C-01	SPT-06	9.00 – 9.45	2	3	5	-	8
S-C-01	SPT-07	10.00 – 10.45	5	7	8	-	15
S-C-01	SPT-08	11.00 – 11.45	7	8	11	-	19
S-C-01	SPT-09	12.00 – 12.45	4	8	11	-	19
S-C-01	SPT-10	13.00 – 13.45	5	9	12	-	21
S-C-01	SPT-11	14.00 – 14.45	5	7	9	-	16
S-C-01	SPT-12	15.00 – 15.45	6	8	10	-	18
S-C-01	SPT-13	16.00 – 16.45	5	6	6	-	12
S-C-01	SPT-14	17.00 – 17.45	4	5	5	-	10
S-C-02	SPT-01	1.00 – 1.45	2	3	3	-	6
S-C-02	SPT-02	2.00 – 2.45	1	2	2	-	4
S-C-02	SPT-03	3.00 – 3.45	5	6	4	-	10
S-C-02	SPT-04	4.00 – 4.45	4	5	5	-	10
S-C-02	SPT-05	5.00 – 5.45	4	6	7	-	13
S-C-02	SPT-06	6.00 – 6.45	11	7	4	-	11
S-C-02	CONO-01	7.00 – 7.45	9	11	10	21	11
S-C-02	CONO-02	8.00 – 8.45	7	9	12	21	11
S-C-02	CONO-03	9.00 – 9.45	6	5	5	10	5
S-C-02	SPT-07	10.00 – 10.45	8	7	20	-	27
S-C-02	SPT-08	11.00 – 11.45	4	5	6	-	11
S-C-02	SPT-09	13.00 – 13.45	6	7	8	-	15
S-C-02	SPT-10	14.00 – 14.45	5	8	15	-	23
S-C-02	SPT-11	15.00 – 15.45	6	9	18	-	27
S-C-02	SPT-12	16.00 – 16.45	5	8	9	-	17
S-C-02	SPT-13	17.00 – 17.45	4	6	7	-	13
S-C-03	SPT-01	1.00 – 1.45	4	5	5	-	10
S-C-03	SPT-02	2.00 – 2.45	6	9	7	-	16
S-C-03	SPT-03	3.00 – 3.45	12	3	3	-	6
S-C-03	SPT-04	4.00 – 4.45	13	20	19	-	39
S-C-03	CONO-01	6.00 – 6.45	8	10	7	17	9
S-C-03	SPT-05	7.00 – 7.45	14	24	15	-	39
S-C-03	SPT-06	8.00 – 8.45	20	16	15	-	31
S-C-03	CONO-02	9.00 – 9.45	11	17	8	25	13
S-C-03	CONO-03	10.00 – 10.45	8	15	11	26	13
S-C-03	SPT-07	11.00 – 11.45	9	10	12	-	22
S-C-03	SPT-08	12.00 – 12.45	6	9	11	-	20
S-C-03	SPT-09	13.00 – 13.45	7	11	12	-	23
S-C-03	SPT-10	14.00 – 14.45	4	4	4	-	8
S-C-03	SPT-11	15.00 – 15.45	4	5	5	-	10
S-C-04	SPT-01	1.00 – 1.45	6	8	11	-	19
S-C-04	SPT-02	2.00 – 2.45	9	12	17	-	29
S-C-04	SPT-03	3.00 – 3.45	12	17	24	-	41

Sondeo	Ensayo	Profundidad (m)	Golpes por intervalo			Cn	N _{SPT}
			15	30	45		
S-C-04	CONO-01	4.00 – 4.45	14	19	7	26	13
S-C-04	CONO-02	5.00 – 5.45	6	8	7	15	8
S-C-04	CONO-03	6.00 – 6.45	6	14	17	31	16
S-C-04	SPT-04	7.00 – 7.45	4	7	6	-	13
S-C-04	SPT-05	8.00 – 8.45	5	6	8	-	14
S-C-04	SPT-06	9.00 – 9.45	5	5	6	-	11
S-C-04	SPT-07	10.00 – 10.45	7	6	4	-	10
S-C-04	SPT-08	11.00 – 11.45	4	5	5	-	10
S-C-04	SPT-09	12.00 – 12.45	5	3	13	-	16
S-C-04	SPT-10	13.00 – 13.45	6	5	10	-	15
S-C-04	SPT-11	14.00 – 14.45	19	24	14	-	38
S-C-04	SPT-12	15.00 – 15.45	15	12	15	-	27
S-C-05	SPT-01	1.00 – 1.45	2	3	3	-	6
S-C-05	SPT-02	2.00 – 2.45	3	3	5	-	8
S-C-05	CONO-01	3.00 – 3.45	8	4	3	7	4
S-C-05	CONO-02	4.00 – 4.26	28	50R	-	R	>50
S-C-05	CONO-03	5.00 – 5.45	13	21	17	38	19
S-C-05	CONO-04	6.00 – 6.45	13	20	11	31	16
S-C-05	SPT-03	7.00 – 7.45	7	6	7	-	13
S-C-05	SPT-04	8.00 – 8.45	5	10	12	-	22
S-C-05	SPT-05	9.00 – 9.45	6	12	15	-	27
S-C-05	SPT-06	10.00 – 10.45	10	25	31	-	>50
S-C-05	SPT-07	11.00 – 11.45	24	10	13	-	23
S-C-05	SPT-08	12.00 – 12.45	14	11	13	-	24
S-C-05	CONO-05	13.00 – 13.45	12	40	36	76	38
S-C-05	CONO-06	14.00 – 14.45	15	35	37	72	36
S-C-05	CONO-07	15.00 – 15.45	15	18	11	29	29
S-C-06	CONO-01	1.00 – 1.45	14	12	5	17	9
S-C-06	CONO-02	2.00 – 2.45	3	10	4	14	7
S-C-06	CONO-03	3.00 – 3.45	8	12	9	21	11
S-C-06	CONO-04	4.00 – 4.26	9	8	11	19	10
S-C-06	CONO-05	5.00 – 5.45	7	4	8	12	6
S-C-06	CONO-06	6.00 – 6.45	8	20	50	70	35
S-C-06	CONO-07	7.00 – 7.45	17	23	27	50	25
S-C-06	CONO-08	8.00 – 8.45	6	10	11	21	11
S-C-06	CONO-09	9.00 – 9.45	17	32	50	82	41
S-C-06	SPT-01	10.00 – 10.45	9	15	17	-	32
S-C-06	CONO-10	11.00 – 11.45	9	16	22	38	19
S-C-06	SPT-02	12.00 – 12.45	10	23	20	-	43
S-C-06	SPT-03	13.00 – 13.45	12	15	18	-	33
S-C-06	SPT-04	14.00 – 14.45	10	15	20	-	35
S-C-06	SPT-05	15.00 – 15.45	9	12	15	-	27
S-C-07	CONO-01	1.00 – 1.45	22	21	17	38	19
S-C-07	CONO-02	2.00 – 2.45	13	12	18	30	15
S-C-07	CONO-03	3.00 – 3.45	8	15	11	26	13
S-C-07	CONO-04	4.00 – 4.26	10	15	16	31	16
S-C-07	CONO-05	5.00 – 5.45	12	14	12	26	13

Sondeo	Ensayo	Profundidad (m)	Golpes por intervalo			Cn	N _{SPT}
			15	30	45		
S-C-07	CONO-06	6.00 – 6.45	4	7	13	20	10
S-C-07	CONO-07	7.00 – 7.45	16	19	24	43	22
S-C-07	CONO-08	8.00 – 8.45	14	27	37	64	32
S-C-07	CONO-09	9.00 – 9.45	15	23	31	54	27
S-C-07	SPT-01	10.00 – 10.45	5	7	11	-	18
S-C-07	SPT-02	11.00 – 11.45	12	7	8	-	15
S-C-07	SPT-03	12.00 – 12.45	10	8	6	-	14
S-C-07	CONO-10	13.00 – 13.14	50R	-	-	R	>50
S-C-07	SPT-04	14.00 – 14.45	5	12	18	-	30
S-C-07	CONO-11	15.00 – 15.45	6	8	11	19	10

R: Rechazo

5.1.2.2. Ensayos de Permeabilidad in Situ

Adicionalmente a los ensayos de penetración, en el interior de los sondeos se ejecutaron ensayos Lefranc a carga constante para los suelos aluviales, en los cuales se introduce un determinado volumen de agua en la cavidad de infiltración y una vez estabilizado el nivel de agua, se toma mediciones del caudal necesario para mantener el nivel de agua constante en el sondeo a lo largo del tiempo, permitiendo así la obtención de la permeabilidad del terreno a la profundidad de ejecución del ensayo.

Los resultados de los ensayos se muestran a continuación, observándose como se obtienen en el terreno valores de permeabilidades medias.

Tabla 10 Resultados de ensayos de permeabilidad in situ
(Elaboración propia, 2022)

Sondeo	Tipo de Ensayo	Profundidad ensayada (m)	Permeabilidad Ks (cm/s)	Permeabilidad Ks (m/s)
S-C-02	Lefranc	11.50 – 12.00	9.39×10^{-5}	9.39×10^{-7}
S-C-03	Lefranc	4.20 – 5.00	2.76×10^{-5}	2.76×10^{-5}
S-C-08(*)	Lefranc	2.50 – 3.00	3.56×10^{-5}	3.56×10^{-5}

(*) Ensayo ejecutado en sector 2 - Confluencia

5.1.3. Ensayo MASW

Es uno de los métodos sísmicos que se basan en la detección de un frente de ondas elásticas, propagadas a través del subsuelo que se investiga y detectadas en superficie mediante sensores (geófonos) con el fin de obtener una imagen 1D del terreno en base a las propiedades elásticas de los materiales.

El método proporciona esta información a través de la construcción de un perfil de velocidad de onda de corte (Vs) mediante el análisis de ondas de Rayleigh planas en modo fundamental, para lo cual utiliza las propiedades dispersivas de las ondas superficiales para obtener las propiedades elásticas características del suelo en estudio.

Ilustración 10 Esquema de ensayo MASW
(Elaboración propia, 2022)

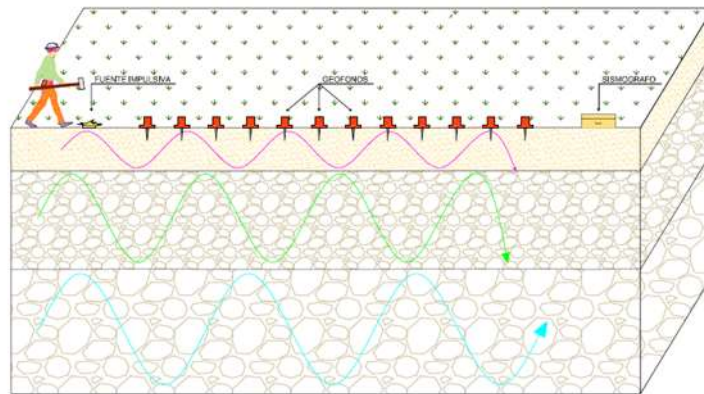
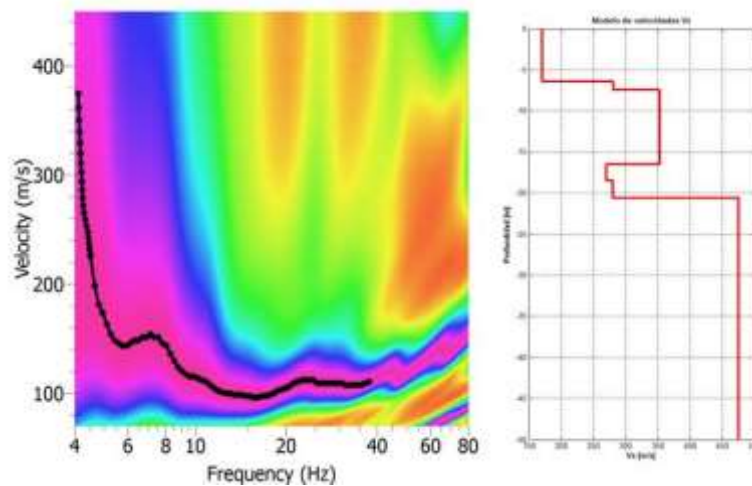


Ilustración 11 Curva de dispersión de la energía de los registros y modelo de velocidad Vs
(Elaboración propia, 2022)



Los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_{s30}) para los 30 m superiores del perfil de suelo.

La velocidad promedio de propagación de las ondas de corte se determinará con la siguiente formula:

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{V_{si}}\right)}$$

Donde:

d: Espesor de cada uno de los estratos

V_s : la correspondiente velocidad de onda de corte (m/s)

Para clasificar sísmicamente el suelo se aplicó el código internacional IBC del 2009 (International Building Code) que define el tipo y nombre de suelo de acuerdo con la velocidad promedio de los 30m más superficiales (V_{s30}), tal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 11 Caracterización sísmica del suelo
(Fuente Código Internacional IBC, 2009)

Tipo de Suelo	Clasificación del Suelo	Velocidad V_{s30} (m/s)	Resistencia a la penetración estándar (N_{spt})	Resistencia al corte no drenado S_u (psf)
A	Roca muy dura	$V_s > 1500$	N/A	N/A
B	Roca o suelos muy rígido	$760 < V_s \leq 1500$	N/A	N/A
C	Suelo muy denso o roca blanda	$360 < V_s \leq 760$	$N_{spt} > 50$	$S_u \geq 2000$
D	Suelo Rígido	$180 < V_s \leq 360$	$15 < N_{spt} \leq 50$	$1000 \leq S_u < 2000$
E	Suelo Blando	$V_s < 180$	$N_{spt} < 15$	$S_u < 1000$

Se realizaron un total de 9 MASW en la zona de estudio del Sector 1 - Río Casma, cuyas ubicaciones y resultados se muestran en la tabla a continuación:

Tabla 12 Ubicación de ensayos MASW en el Sector 1 – Río Casma
(Elaboración propia, 2022)

MASW	Coordenadas UTM		V_{s30} (m/s)	Perfil de Suelo (Clasificación IBC)
	Este (m)	Norte (m)		
MASW-C-01	788342	8954123	329	D
MASW-C-02	788570	8954422	346	D
MASW-C-03	789080	8954641	391	C
MASW-C-04	789569	8954611	407	C
MASW-C-05	790006	8954496	405	C
MASW-C-06	790495	8954248	333	D
MASW-C-07	790760	8953899	436	C
MASW-C-08	791214	8953688	419	C
MASW-C-09	791588	8953348	345	D

En cada ensayo MASW se obtuvo un perfil unidimensional de las velocidades “S” hasta la profundidad de 30,00 m.

A partir de los ensayos realizados, se identifica que el terreno presente en el proyecto, de manera general, es tipo C. Si bien se presentan como suelo tipo D, las velocidades en dicho ensayo se ubican muy próximas al límite inferior del tipo C.

En el Anexo I del presente informe se presentan las salidas gráficas de los perfiles de velocidades de ondas “S”.

5.1.4. Ensayo de Refracción Sísmica

Este ensayo es un método indirecto que estudia la propagación en el terreno de ondas sísmicas producidas artificialmente, estableciendo su relación con la configuración geológica del subsuelo. Su fin es determinar los perfiles sísmicos del suelo, en función a las velocidades de propagación de ondas y/o sus características dinámicas en función de la profundidad.

El Ensayo de Refracción Sísmica consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas compresionales (ondas P), generadas por una fuente de energía impulsiva, esta energía se propaga a través del subsuelo y es recibida en forma de señal por medio de sensores (o geófonos) organizados en una línea recta.

La fuente de energía es generalmente producida por el golpe de una comba. La energía es detectada, amplificada, y registrada mediante un proceso de conversión análogo-digital de tal manera que puede determinarse su tiempo de arribo en cada punto. El instante del impacto “Tiempo cero”, también es registrado juntamente con las vibraciones del suelo que arriban a los geófonos. Por lo tanto, en general, los datos consisten en tiempos de viaje y distancias, siendo el tiempo de viaje el intervalo entre el “Tiempo cero” y el instante en que el geófono empieza a responder a la perturbación.

Ilustración 12 Esquema de tendido sísmico característico
(Fuente: ASTM D 5777, 1995)

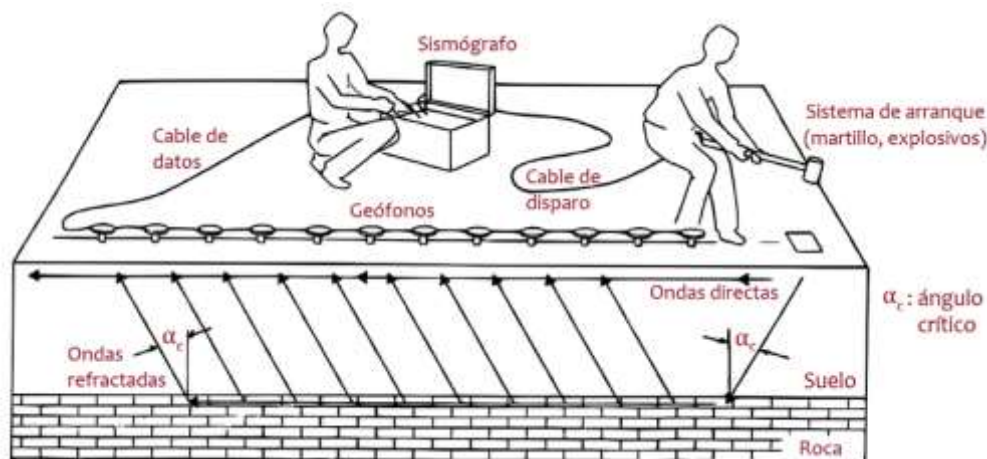
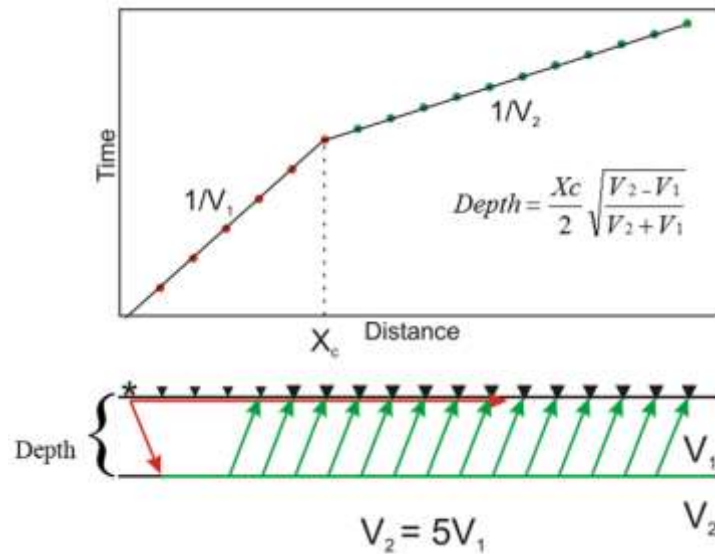


Ilustración 13 Generación de la domocrónica y tiempo de intercepto
(Elaboración propia, 2021)



Para definir la potencia de los estratos se utilizan las siguientes relaciones matemáticas, para refractor paralelo a la superficie:

$$\frac{\sin i}{\sin r} = \frac{V_1}{V_2} ; \quad (1) \text{ Ley de Snell}$$

$$T_2 = \frac{2h \cos(i_c)}{V_1} + \frac{x}{V_2} ; \quad (4)$$

$$\sin(i_c) = \frac{V_1}{V_2} ; \quad (2)$$

$$h = \frac{X_c}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} ; \quad (5)$$

$$i_c = \sin^{-1} \frac{V_1}{V_2} ; \quad (3)$$

$$h = \frac{T_i V_i}{2 \cos \left(\sin^{-1} \frac{V_1}{V_2} \right)} ; \quad (6)$$

Para que ocurra el fenómeno de la refracción sísmica se debe cumplir un incremento progresivo de la rigidez con la profundidad $V_2 > V_1$.

A lo largo de los diques de defensa ribereña se han realizado 6 líneas de refracción sísmica, con longitudes de 100 m cada una, cuya ubicación es presentada en la siguiente tabla:

Tabla 13 Ubicación de ensayos de refracción sísmica en el Sector 1 – Río Casma
(Elaboración propia, 2022)

Ensayo	Coordenadas Inicio		Coordenadas Fin		Longitud (m)
	Este (m)	Norte (m)	Este (m)	Norte (m)	
LS-C-02	788533	8954390	788606	8954453	100
LS-C-03	789029	8954643	789130	8954638	100
LS-C-05	789957	8954508	790054	8954484	100
LS-C-06	790463	8954286	790527	8954210	100
LS-C-08	791172	8953716	791255	8953660	100
LS-C-09	791546	8953375	791630	8953320	100

Los resultados de la determinación de velocidades de ondas P se muestran en el Anexo I.

5.2. Resultados de Laboratorio

5.2.1. Ensayos estándar

Se realizaron ensayos estándar de clasificación de suelos y de propiedades físicas consistentes en: análisis granulométrico por tamizado y contenido de humedad. Las normas para estos ensayos son las siguientes:

- Análisis granulométrico por tamizado ASTM D-422
- Límites de Atterberg ASTM D-4318
- Contenido de humedad ASTM D-2216
- Clasificación SUCS ASTM D-2487

El resumen de los ensayos de clasificación de las muestras extraídas de las calicatas se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 14 Resultados de los ensayos de laboratorio en calicatas del Sector 1 – Río Casma
(Elaboración propia, 2022)

Calicata	Muestra	Prof. (m)	Granulometría (%)			Límites (%)			C.H. (%)	Clasificación SUCS
			Grava	Arena	Finos	LL	LP	IP		
C-C-01	M-1	0.00 - 1.30	2.35	85.05	12.61	NP	NP	NP	1.60	SM
C-C-02	M-1	0.35 - 1.75	0.96	91.67	7.36	NP	NP	NP	6.11	SP-SM
C-C-03	M-1	0.70 - 3.20	6.83	90.23	2.94	NP	NP	NP	1.03	SP
C-C-04	M-1	1.00 - 3.20	4.37	86.65	8.99	NP	NP	NP	1.18	SP-SM
C-C-05	M-1	0.00 - 3.00	17.52	81.65	0.83	NP	NP	NP	3.11	SP
C-C-06	M-1	0.00 - 0.90	3.46	86.1	10.43	NP	NP	NP	1.56	SP-SM
C-C-07	M-1	0.30 - 4.00	2.69	88.93	8.39	NP	NP	NP	6.34	SP-SM
C-C-08	M-1	0.00 - 2.40	8.21	86.51	5.28	NP	NP	NP	1.95	SP-SM
C-C-09	M-1	0.00 - 4.00	15.37	76.4	8.22	NP	NP	NP	4.08	SP-SM
C-C-10	M-1	0.00 - 5.00	13.33	80.4	6.27	NP	NP	NP	6.41	SP-SM
C-C-11	M-1	0.00 - 3.00	48.95	50.98	0.07	NP	NP	NP	1.28	SP
C-C-12	M-1	0.00 - 4.00	30.8	68.5	0.70	NP	NP	NP	5.66	SP
C-C-13	M-1	0.90 - 4.00	49.46	4303	7.51	NP	NP	NP	0.99	GP-GM
C-C-14	M-1	0.70 - 4.70	14.89	78.29	6.82	NP	NP	NP	6.91	SP-SM
C-C-15	M-1	0 - 2.70	59.83	35.66	4.51	NP	NP	NP	2.23	GP
C-C-16	M-1	0.40 - 4.40	58.08	41.77	0.14	NP	NP	NP	7.01	GP

De igual forma, se presenta el resumen de los ensayos de clasificación de las muestras extraídas de los sondeos diamantinos, las cuales se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 15 Resultados de los ensayos de laboratorio en sondeos del Sector 1 – Río Casma
(Elaboración propia, 2022)

Sondeo	Muestra	Prof. (m)	Granulometría (%)			Límites (%)			C.H. (%)	Clasificación SUCS
			Grava	Arena	Finos	LL	LP	IP		
S-C-01	M-01	2.45 - 3.00	22.71	76.98	0.31	NP	NP	NP	3.76	SP
S-C-01	SPT-05	5.00 - 5.45	18.77	80.28	0.95	NP	NP	NP	2.02	SP
S-C-01	SPT-06	9.00 - 9.45	6.35	92.58	1.06	NP	NP	NP	9.26	SP

Sondeo	Muestra	Prof. (m)	Granulometría (%)			Límites (%)			C.H. (%)	Clasificación SUCS
			Grava	Arena	Finos	LL	LP	IP		
S-C-01	SPT-09	12.00 - 12.45	0.00	98.86	1.14	45	30	15	39.43	SP
S-C-01	SPT-12	15.00 - 15.45	0.00	28.40	71.60	44	32	13	28.59	OL
S-C-02	M-01	3.45 - 4.00	5.06	94.54	0.40	NP	NP	NP	7.40	SP
S-C-02	M-02	6.45 - 7.00	34.18	65.54	0.28	NP	NP	NP	18.74	SP
S-C-02	M-03	9.00 - 10.00	23.54	68.96	7.50	NP	NP	NP	7.69	SP-SM
S-C-02	SPT-10	15.00 - 15.45	0.63	78.62	20.46	NP	NP	NP	16.73	SM
S-C-02	M-04	16.45 - 17.00	0.00	40.09	59.91	45	29	16	41.03	OL
S-C-03	M-01	2.45 - 3.00	16.29	83.22	0.50	NP	NP	NP	17.27	SP
S-C-03	M-02	6.00 - 7.00	19.92	79.82	0.26	NP	NP	NP	17.61	SP
S-C-03	M-03	10.00 - 11.00	41.70	57.40	0.91	NP	NP	NP	6.63	SP
S-C-03	SPT-09	13.00 - 13.45	0.00	63.38	36.62	44	25	19	31.41	SC
S-C-03	M-04	15.45 - 16.00	21.94	75.04	3.03	NP	NP	NP	14.21	SP
S-C-04	SPT-03	3.00 - 3.45	0.00	99.19	0.81	NP	NP	NP	14.81	SP
S-C-04	M-01	5.00 - 6.00	54.09	45.48	0.42	NP	NP	NP	4.34	GP
S-C-04	SPT-06	9.00 - 9.45	0.00	98.33	1.67	NP	NP	NP	27.55	SP
S-C-04	SPT-09	12.00 - 12.45	3.92	65.88	30.21	45	31	14	18.29	SM
S-C-04	SPT-12	15.00 - 15.45	0.00	98.00	2.00	NP	NP	NP	12.99	SP
S-C-05	SPT-02	2.00 - 2.45	0.00	69.25	30.75	NP	NP	NP	17.78	SM
S-C-05	M-01	3.00 - 6.00	60.83	32.09	7.07	NP	NP	NP	1.12	GP-GM
S-C-05	SPT-04	8.00 - 8.45	0.16	80.61	19.23	NP	NP	NP	18.09	SM
S-C-05	M-02	11.45 - 12.00	0.00	66.57	33.43	NP	NP	NP	13.42	SM
S-C-06	M-01	3.00 - 5.00	37.98	51.31	10.72	NP	NP	NP	0.41	SP-SM
S-C-06	M-02	7.50 - 9.00	41.04	48.73	10.23	NP	NP	NP	3.64	SP-SM
S-C-06	SPT-03	13.00 - 13.45	0.00	66.66	33.34	NP	NP	NP	16.54	SM
S-C-06	SPT-05	15.00 - 15.45	0.35	97.34	2.30	NP	NP	NP	13.08	SP
S-C-07	M-01	2.00 - 4.00	58.15	33.15	8.70	NP	NP	NP	3.64	GP-GM
S-C-07	M-02	7.00 - 9.00	49.11	43.41	7.49	NP	NP	NP	3.00	GP-GM
S-C-07	SPT-01	10.00 - 10.45	0.64	76.88	22.48	NP	NP	NP	16.05	SM
S-C-07	SPT-03	12.00 - 12.45	1.59	15.10	83.31	NP	NP	NP	28.92	ML
S-C-07	SPT-04	14.00 - 14.45	0.00	99.26	0.74	NP	NP	NP	21.33	SP

Finalmente, se presenta el resumen de los ensayos de clasificación de las muestras extraídas en los diques existentes, las cuales se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 16 Ensayos de laboratorio de muestras en diques existentes del Sector 1 – Río Casma
(Elaboración propia, 2022)

Calicata	Muestra	Prof. (m)	Granulometría (%)			Límites (%)			C.H. (%)	Clasificación SUCS
			Fino	Arena	Grava	LL	LP	IP		
C-E-C-01	M-01	0.00 – 1.50	9.12	88.44	2.44	NP	NP	NP	0.39	SP-SM
C-E-C-02	M-01	0.00 – 1.50	3.00	94.89	2.12	NP	NP	NP	0.84	SP
C-E-C-03	M-01	0.00 – 1.50	12.16	87.84	0.00	NP	NP	NP	1.27	SM
C-E-C-04	M-01	0.30 – 1.50	14.30	67.58	18.12	NP	NP	NP	1.19	SM
C-E-C-05	M-01	0.20 – 1.50	3.06	83.62	13.31	NP	NP	NP	0.57	SP

Los resultados de los ensayos de laboratorio se muestran en el Anexo II del presente documento.

5.2.2. Ensayo de Corte Directo

Se llevó a cabo ensayos de corte directo, a fin de estimar parámetros de resistencia del suelo de cimentación. El ensayo se llevó a cabo de acuerdo a la norma ASTM D-3080.

Tabla 17 Resumen de ensayo de corte directo
(Elaboración propia, 2022)

Calicata	Muestra	SUCS	Corte Directo	
			c' (kPa)	ϕ' (°)
C-C-04	M-01	SP-SM	10.8	27.3
C-C-10	M-01	SP-SM	3.4	24.7

Los resultados de los ensayos de laboratorio se muestran en el Anexo II del presente documento.

5.2.3. Ensayo Triaxial Consolidado Drenado (CD)

También se llevó a cabo ensayos triaxiales de tipo consolidado drenado (CD), a fin de estimar parámetros de resistencia del suelo de cimentación y el cuerpo del dique. El ensayo se llevó a cabo de acuerdo a la norma ASTM D-7181.

Tabla 18 Resumen de ensayo triaxial CD realizados en el Sector 1 – Río Casma
(Elaboración propia, 2022)

Calicata	Muestra	SUCS	Compresión Triaxial (CD)	
			c' (kPa)	ϕ' (°)
C-C-01	M-01	SP-SM	52	33.5
C-RI-C1-03	M-01	GP-GM	10	41.00
C-RI-C2-03	M-01	GP	0	41.00

Los resultados de los ensayos de laboratorio se muestran en el Anexo II del presente documento.

5.2.4. Ensayo de Permeabilidad a Carga Constante

El ensayo de permeabilidad bajo carga constante es la determinación del coeficiente de permeabilidad de una muestra de suelo granular expresado en unidades de velocidad, usando un permeámetro de carga constante, en el cual el flujo vertical de agua a través de una probeta es laminar.

La muestra ensayada es del material de cantera que conformará el cuerpo del dique. El ensayo se llevó a cabo de acuerdo a la norma ASTM D-2434.

Tabla 19 Resumen de ensayo de permeabilidad a carga constante
(Elaboración propia, 2022)

Material	Permeabilidad Ks (cm/s)	Permeabilidad Ks (m/s)
Cantera Río Casma 1	2.10×10^{-4}	2.10×10^{-5}
Cantera Río Casma 2	2.90×10^{-3}	2.90×10^{-5}
Cantera Carrizales	3.40×10^{-3}	3.40×10^{-5}

Los resultados de los ensayos de laboratorio se muestran en el Anexo II del presente documento.

6. Perfil Estratigráfico

De acuerdo a la evaluación geotécnica realizada a través de ensayos geofísicos, excavación de calicatas, perforaciones diamantinas, ensayos in situ y ensayos de laboratorio, se elaboró los perfiles estratigráficos, el cual se describen a continuación:

6.1. Dique DIPR-001-MI

6.1.1. UG-01: Arena de baja compacidad

Esta unidad presenta espesores que van desde los 10 m hasta 15 m, el estrato se compone de arenas no plásticas mal gradadas con estratificaciones de limos y ligera presencia de gravas.

Los valores obtenidos a través del ensayo de penetración en el sondeo S-C-01 fueron del orden de 6 a 21 golpes, en cuanto a las velocidades de ondas de corte V_s oscilan entre los 223 a 420 m/s y una velocidad de onda superficial V_p variable entre 450 a 1575 m/s; indicando un suelo de compacidad suelta a medianamente densa en profundidad.

6.1.2. UG-02: Arenas limosas

Esta unidad subyace a la unidad UG-01, se compone por arenas limosas, de color beiche, no plásticas, saturadas, de grano fino a grueso.

Los valores obtenidos a través de los ensayos de penetración en el sondeo S-C-01 fueron del orden de 10 a 16 golpes, en cuanto a las velocidades de ondas de corte V_s oscilan entre los 465 a 541 m/s y una velocidad de onda superficial V_p mayores a 1575 m/s; indicando un suelo de compacidad medianamente densa.

Esta unidad continúa hasta el final de la perforación realizada y no se ha llegado a atravesar por completo con las investigaciones directas.

6.1.3. UG-03: Gravas con arenas

Esta unidad presenta espesores que van desde los 6.0 m a 12.0 m, el estrato se compone de una mezcla de gravas mal gradadas con arenas de grano medio a fino, con presencia de cantos y bolonería heterométricos, subredondados de tamaño máximo de 7", de color gris.

Por la presencia de materiales gruesos, los valores obtenidos a través de los ensayos de penetración en el sondeo S-C-07 fueron valores de golpeo entre 19 a 32, en cuanto a las velocidades de ondas de corte V_s oscilan entre los 219 a 360 m/s y una velocidad de onda superficial V_p variable entre 495 a 1100 m/s; indicando un suelo de compacidad medianamente densa a densa en profundidad.

6.1.4. UG-04: Arenas gravosas con bolonería

Esta unidad subyace a la unidad UG-03, se compone por arenas mal gradadas con gravas, cantos y algo de bolonería, subredondeada, heterométricos y polimíctica, de color gris oscuro.

Los valores obtenidos a través de los ensayos de penetración en el sondeo S-C-07 fueron entre 10 golpes al rechazo. Esta unidad presenta una velocidad de onda de corte V_s entre 363 a 600 m/s y una velocidad de

onda superficial V_p mayores a 1100 m/s, valores que indican un suelo de compacidad densa con lentes de suelo medianamente denso.

6.2. Dique DIPR-002-MD

6.2.1. UG-01: Arena de baja compacidad

Esta unidad presenta espesores que van desde los 10 m hasta 12 m, el estrato se compone de arenas no plásticas mal gradadas con estratificaciones de limos y ligera presencia de gravas.

Los valores obtenidos a través de los ensayos de penetración en el sondeo S-C-02, S-C-03 y S-C-04 fueron del orden de 4 a 27 golpes, en cuanto a las velocidades de ondas de corte V_s oscilan entre los 184 a 337 m/s y una velocidad de onda superficial V_p variable entre 500 a 915 m/s; indicando un suelo de compacidad suelta a medianamente densa en profundidad.

6.2.2. UG-02: Arenas limosas

Esta unidad subyace a la unidad UG-01, se compone por arenas limosas, de color beiche, no plásticas, saturadas, de grano fino a grueso

Los valores obtenidos a través de los ensayos de penetración en el sondeo S-C-02, S-C-03 y S-C-04 fueron del orden de 13 a 38 golpes, en cuanto a las velocidades de ondas de corte V_s oscilan entre los 392 a 661 m/s y una velocidad de onda superficial V_p mayores a 915 m/s; indicando un suelo de compacidad medianamente densa.

Esta unidad continúa hasta el final de la perforación realizada y no se ha llegado a atravesar por completo con las investigaciones directas.

6.2.3. UG-03: Gravas con arenas

Esta unidad presenta espesores que van desde los 5.0 m a 7.0 m, el estrato se compone de una mezcla de gravas mal gradadas y arenas de grano medio a fino, con cantos y algunos bolones, subredondados, heterométricos de tamaño máximo de 12", de color gris.

Por la presencia de materiales gruesos, los valores obtenidos a través de los ensayos de penetración en el sondeo S-C-05, S-C-06 y S-C-07 fueron valores de golpeo entre 9 a 35, en cuanto a las velocidades de ondas de corte V_s oscilan entre los 196 a 300 m/s y una velocidad de onda superficial V_p variable entre 490 a 750 m/s; indicando un suelo de compacidad medianamente densa a densa en profundidad.

6.2.4. UG-04: Arenas gravosas con bolonería

Esta unidad subyace a la unidad UG-03, se compone por arenas mal gradadas con gravas, cantos y bolonería subredondeada, heterométricos y polimíctica, de color gris.

Por la presencia de materiales gruesos, los valores obtenidos a través de los ensayos de penetración en el sondeo S-C-05, S-C-06 y S-C-07 fueron valores de golpeo entre 18 al rechazo, en cuanto a las velocidades de ondas de corte V_s que oscilan entre los 325 a 713 m/s y una velocidad de onda superficial V_p mayores a 750 m/s; indicando un suelo de compacidad densa con lentes de suelo medianamente denso.

7. Parámetros de diseño en Suelo

7.1. Parámetros de resistencia en Suelo

Los parámetros de resistencia usados en el análisis de estabilidad en el caso del material de fundación y cuerpo de dique fueron estimados a partir de los resultados de los ensayos de corte directo y triaxial CD realizados sobre una muestra de suelo obtenida de las exploraciones por medio de calicatas y sobre las muestras obtenidas de canteras respectivamente.

De los resultados de los ensayos de corte directo, se obtiene un ángulo de fricción de 26° con cohesión de 7 kPa para la unidad UG-01, y a partir de los ensayos triaxiales, se obtiene un ángulo de fricción de 37° con cohesión de 0 kPa para la unidad UG-03.

En el caso del material de cuerpo de dique, a partir de los ensayos triaxiales realizados en el material de las canteras, se adopta un valor de ángulo de fricción de 41° y cohesión de 10 KPa, se adoptará conservadoramente una cohesión de 5 KPa para los diseños. En el caso de los materiales de cuerpo de dique del material arenoso propio del sector, se adopta valores de ángulo de fricción de 30° y cohesión de 1 KPa para los diseños.

De acuerdo con la referencia, la Tabla 20 es aplicable tanto para arenas como gravas, se puede observar que los valores para arenas medianamente densas, con partículas subredondeadas y granulometría uniforme, presenta valores de ángulos de fricción de 34°, valores característicos de los depósitos aluviales antiguos de la unidad geotécnica UG-02. En el caso de gravas densas de la unidad UG-04, con partículas subredondeadas a subangulosas y granulometría de gradación uniforme a una gradación moderada, presenta valores de ángulos de fricción entre 38°.

Tabla 20 Angulo de fricción típico – suelos de cimentación
(Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables, 2007)

Table 5.9 Peak friction angle (adapted from correlations in BS 8002, 1994).							
Description	Corrected SPT – N' (blows/300 mm)			Critical state angle of soil (ϕ_{crit}) = 30 + A + B			
	$(N_0)_{60}$	N'	C	Angularity/shape (A)			Grading (B)
				Rounded	Sub – Angular	Angular	
V. Loose	≤3	≤10	0	30 32	32 34	34 36	Uniform Moderate
Loose	3–8			34	36	38	Well graded
Med dense	8–25	20	2	32 34 36	34 36 38	36 38 40	Uniform Moderate Well graded
Dense	25–42	40	6	36 38 40	38 40 42	40 42 44	Uniform Moderate Well graded
V. Dense	>42	60	9	39 41 43	41 43 45	43 52 47	Uniform Moderate Well graded

En el caso del enrocado, la densidad se obtuvo del ensayo realizado al agregado de la cantera de roca que proporcionará el material y sus parámetros resistentes se establecieron de acuerdo a las tablas anteriores.

En la Tabla 21 se resumen los parámetros de resistencia de los suelos de cimentación.

Tabla 21 Parámetros de resistencia en suelo – Sector 1 – Río Casma
(Elaboración propia, 2022)

Material	Parámetros de Resistencia		
	Peso Unitario (kN/m ³)	Cohesión c (kPa)	Angulo de fricción Φ (°)
Cuerpo de dique (material de préstamo)	21.00	5	41
Cuerpo de dique (material arenoso)	18.00	1	34
UG-01	15.20	7	26
UG-02	18.50	5	34
UG-03	23.00	0	37
UG-04	23.50	5	38
Enrocado	26.50	0	40

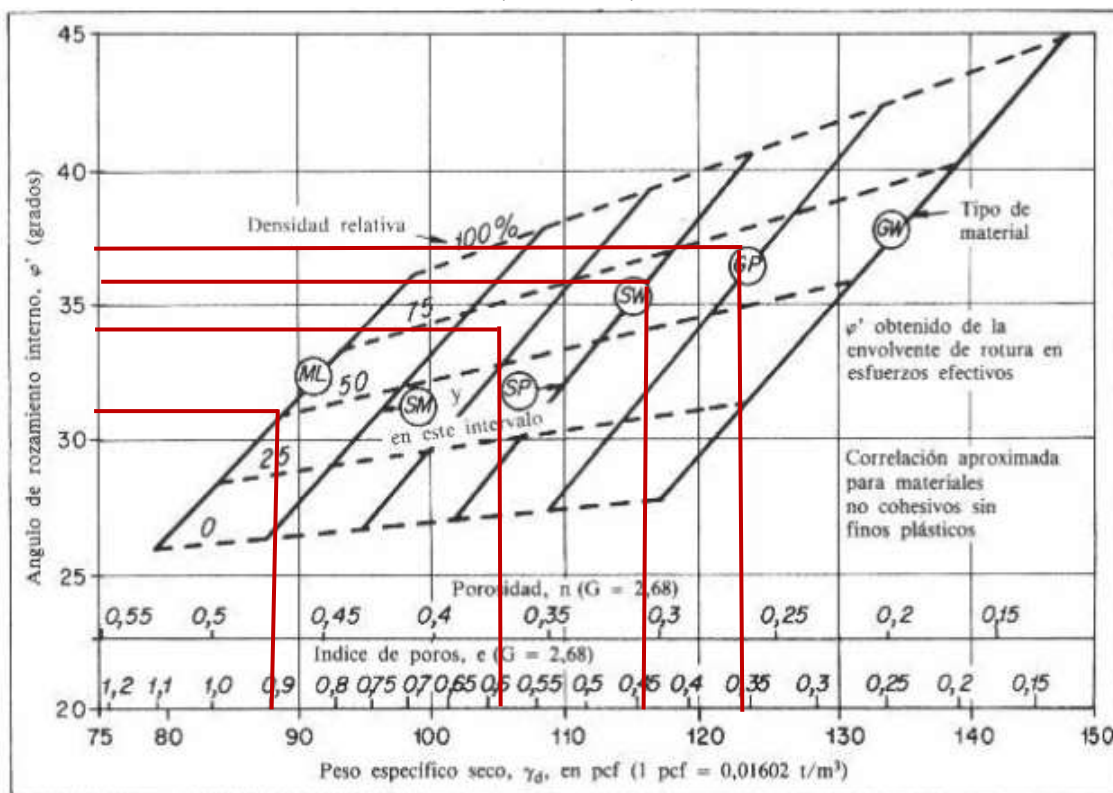
Para el caso de los diques existentes, los parámetros de resistencia se obtienen a partir de correlaciones de las exploraciones de campo en los diques existentes, donde se evidencia que el cuerpo de dique está constituido principalmente por material granular, esto se corrobora con los ensayos de laboratorio de las muestras extraídas de las calicatas efectuadas en los diques existentes evaluados. Por ello, a partir de los ensayos de densidad natural en la corona de cada dique existente (ver Tabla 5), se obtienen los valores de los ángulos de fricción de estos materiales.

Considerando que la compactación relativa de los diques se encuentra en un rango de 90 a 95% se esperan densidades relativas del orden del 50 al 70% según la Tabla 22; por lo tanto, y de acuerdo a la relación entre ángulo de fricción y el peso específico seco para suelos granulares (NAVFAC) se han obtenido los ángulos de fricción. En las siguientes ilustraciones se presentan estos valores.

Tabla 22 Aproximación de la densidad relativa a la compactación relativa
(Lee y Singh, 1971)

<i>Granular consistency</i>	<i>Relative density</i>	<i>Relative compaction</i>
Very dense	100	100
	90	98
	80	96
Dense	70	94
	60	92
Medium	50	98
	40	88
Loose	30	86
	20	84
Very loose	10	82
	0	80

Ilustración 14 Relación entre ángulo de fricción y el peso específico seco para suelos granulares – Sector 1 – Río Casma
(NAVFAC, 1971)



DIEX-001-MD – PROG. 0+550 - 1+900 del eje del río Casma

Para la calicata C-E-C-01 conformado por arena pobremente gradada con limo (SP-SM) con peso específico seco de 1.86 gr/cm^3 (116 pcf) y densidad relativa de 70%, se obtiene un ángulo de fricción de 36° .

DIEX-001-MD – PROG. 1+900 - 2+950 del eje del río Casma

Para la calicata C-E-C-03 conformado por arena limosa (SM) con peso específico seco de 1.34 gr/cm^3 (83 pcf) y densidad relativa de 50%, se obtiene un ángulo de fricción de 32° .

DIEX-001-MD – PROG. 3+180 - 3+815 del eje del río Casma

Para la calicata C-E-C-04 conformado por arena limosa (SM) con peso específico seco de 1.39 gr/cm^3 (86 pcf) y densidad relativa de 50%, se obtiene un ángulo de fricción de 32° .

DIEX-002-MI – PROG. 0+620 - 3+200 del eje del río Casma

Para la calicata C-E-C-02 conformado por arena pobremente gradada (SP) con peso específico seco de 1.70 gr/cm^3 (106 pcf) y densidad relativa de 60%, se obtiene un ángulo de fricción de 34° .

DIEX-002-MI – PROG. 4+020 - 5+130 del eje del río Casma

Para la calicata C-E-C-05 conformado por arena pobremente gradada con gravas (SP) con peso específico seco de 1.97 gr/cm³ (122 pcf) y densidad relativa de 70%, se obtiene un ángulo de fricción de 37°.

La cohesión efectiva (c') podría estimarse en 5 kPa para los suelos que contengan un porcentaje de finos mayor al 5% y en 1 kPa para los suelos que contengan un porcentaje de finos menor al 5%, en condiciones drenadas.

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se resumen los parámetros de resistencia para las secciones de análisis.

Tabla 23 Parámetros de Resistencia Diques Existentes
(Elaboración propia, 2022)

Material	Parámetros de Resistencia					
	Calicata	Tramo	Dique	Peso Unitario (kN/m ³)	Cohesión c (kPa)	Angulo de fricción Φ (°)
Material de Conformación del Dique Existente	C-E-C-01	0+550 - 1+900	DIEX-001-MD	18.3	5	36
	C-E-C-02	0+620 - 3+200	DIEX-002-MI	16.9	1	34
	C-E-C-03	1+900 - 2+950	DIEX-001-MD	13.3	5	32
	C-E-C-04	3+180 - 3+815	DIEX-001-MD	13.8	5	32
	C-E-C-05	4+020 - 5+130	DIEX-002-MI	19.5	1	37

7.2. Parámetros de deformación del Suelo

Los módulos elásticos se han definido a partir de las velocidades de ondas de compresión y de corte obtenidas mediante los ensayos de refracción sísmica y MASW respectivamente, despreciando el efecto de las fuerzas volumétricas y considerando un régimen elástico asociado a pequeñas deformaciones.

Conocida la variación en profundidad de las velocidades de ondas P y S y la densidad del suelo, se calcularon los módulos elásticos de rigidez a partir de las siguientes expresiones:

$$\text{Coeficiente de Poisson } (\nu) : \nu = [(V_p/V_s)^2 - 2] / 2[(V_p/V_s)^2 - 1]$$

$$\text{Módulo de Corte } (G) : G = \rho V_s^2$$

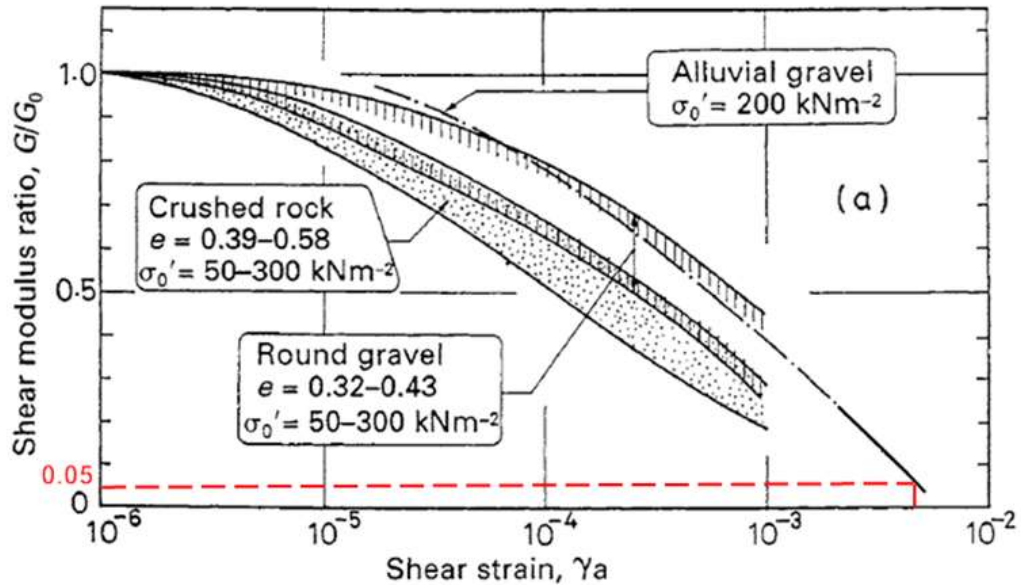
$$\text{Módulo de Elasticidad Dinámico } (E_d) : E_d = 2G(1 + \nu)$$

Sin embargo, debido a que el diseño de las cimentaciones está asociado a cargas últimas que puede soportar el suelo en la falla, donde el rango de deformaciones cortantes es mucho mayor, para estimar el asentamiento de una fundación partiendo de parámetros elastodinámicos (E_d), estos deben ser degradados a su rango de deformación equivalente.

De acuerdo a las curvas obtenidas por Ishihara (1996), la relación de módulos estáticos/dinámicos puede estimarse en torno a 1/20 para deformaciones en torno al 1%, habituales en este tipo de obras. De la observación anterior puede concluirse que los módulos de deformación y corte estáticos podrán estimarse en base a los módulos dinámicos, dividiendo su valor entre 20.

Módulo de Elasticidad Estático (E_e) : $E_e = E_d/20$

Ilustración 15 Curvas de degradación de la rigidez de los suelos
(Fuente: Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics - Ishihara, 1996)



La Tabla 24 muestra los resultados de los módulos elásticos de rigidez obtenidos a partir de los ensayos geofísicos.

Tabla 24 Módulos elásticos de rigidez calculados a partir de ensayos geofísicos
(Elaboración propia, 2022)

Ensayos	Prof (m)	Velocidad de onda V_p (m/s)	Velocidad de onda V_s (m/s)	Coefficiente de Poisson (ν)	Módulo de Corte $G_{\max}$ (MPa)	Módulo de Elasticidad Dinámico E_d (MPa)	Módulo de Elasticidad Estático E_e (MPa)
MASW-C-02/LS-C-02	1.00	498	184	0.42	51	144	7
MASW-C-02/LS-C-02	2.00	503	187	0.42	52	149	7
MASW-C-02/LS-C-02	3.00	521	208	0.41	65	182	9
MASW-C-02/LS-C-02	4.00	546	246	0.37	91	249	12
MASW-C-02/LS-C-02	6.00	550	272	0.34	111	297	15
MASW-C-02/LS-C-02	7.00	613	272	0.38	111	306	15
MASW-C-02/LS-C-02	8.00	614	289	0.36	125	340	17
MASW-C-02/LS-C-02	9.00	910	320	0.43	174	498	25
MASW-C-02/LS-C-02	10.00	916	320	0.43	174	498	25
MASW-C-02/LS-C-02	12.00	916	318	0.43	172	492	25
MASW-C-02/LS-C-02	15.00	916	392	0.39	261	725	36
MASW-C-02/LS-C-02	20.00	916	477	0.31	387	1016	51
MASW-C-03/LS-C-03	1.00	506	223	0.38	75	206	10
MASW-C-03/LS-C-03	2.00	773	219	0.46	77	223	11
MASW-C-03/LS-C-03	3.00	907	211	0.47	76	223	11
MASW-C-03/LS-C-03	4.00	1045	208	0.48	78	230	12

Ensayos	Prof (m)	Velocidad de onda V_p (m/s)	Velocidad de onda V_s (m/s)	Coefficiente de Poisson (ν)	Módulo de Corte $G_{máx}$ (MPa)	Módulo de Elasticidad Dinámico E_d (MPa)	Módulo de Elasticidad Estático E_s (MPa)
MASW-C-03/LS-C-03	6.00	1226	296	0.47	158	463	23
MASW-C-03/LS-C-03	7.00	1389	296	0.48	166	491	25
MASW-C-03/LS-C-03	8.00	1296	347	0.46	229	668	33
MASW-C-03/LS-C-03	9.00	1426	395	0.46	296	864	43
MASW-C-03/LS-C-03	10.00	1572	395	0.47	312	915	46
MASW-C-03/LS-C-03	12.00	1572	391	0.47	306	897	45
MASW-C-03/LS-C-03	15.00	1572	475	0.45	451	1308	65
MASW-C-03/LS-C-03	20.00	1572	541	0.43	585	1677	84
MASW-C-05/LS-C-05	1.00	457	240	0.31	81	211	11
MASW-C-05/LS-C-05	2.00	959	243	0.47	100	294	15
MASW-C-05/LS-C-05	3.00	1110	248	0.47	111	326	16
MASW-C-05/LS-C-05	4.00	1251	259	0.48	121	357	18
MASW-C-05/LS-C-05	6.00	1415	299	0.48	170	501	25
MASW-C-05/LS-C-05	7.00	1472	299	0.48	170	502	25
MASW-C-05/LS-C-05	8.00	1438	336	0.47	214	631	32
MASW-C-05/LS-C-05	9.00	1549	355	0.47	239	705	35
MASW-C-05/LS-C-05	10.00	1526	355	0.47	239	704	35
MASW-C-05/LS-C-05	12.00	1526	420	0.46	335	978	49
MASW-C-05/LS-C-05	15.00	1526	465	0.45	411	1190	60
MASW-C-05/LS-C-05	20.00	1526	478	0.45	434	1255	63
MASW-C-06/LS-C-06	1.00	513	196	0.41	58	163	8
MASW-C-06/LS-C-06	2.00	502	197	0.41	58	164	8
MASW-C-06/LS-C-06	3.00	507	211	0.40	67	186	9
MASW-C-06/LS-C-06	4.00	517	245	0.36	114	309	15
MASW-C-06/LS-C-06	6.00	503	270	0.30	138	359	18
MASW-C-06/LS-C-06	7.00	531	270	0.33	138	367	18
MASW-C-06/LS-C-06	8.00	544	300	0.28	171	438	22
MASW-C-06/LS-C-06	9.00	721	325	0.37	211	580	29
MASW-C-06/LS-C-06	10.00	724	325	0.37	211	580	29
MASW-C-06/LS-C-06	12.00	724	350	0.35	245	660	33
MASW-C-06/LS-C-06	15.00	724	352	0.35	248	666	33
MASW-C-06/LS-C-06	20.00	724	433	0.22	375	916	46
MASW-C-07	1.00	495	259	0.31	127	334	17
MASW-C-07	2.00	512	246	0.35	115	310	16
MASW-C-07	3.00	543	243	0.37	112	308	15
MASW-C-07	4.00	581	273	0.36	142	385	19
MASW-C-07	6.00	613	307	0.33	179	477	24
MASW-C-07	7.00	687	307	0.38	188	518	26

Ensayos	Prof (m)	Velocidad de onda V_p (m/s)	Velocidad de onda V_s (m/s)	Coeficiente de Poisson (ν)	Módulo de Corte $G_{máx}$ (MPa)	Módulo de Elasticidad Dinámico E_d (MPa)	Módulo de Elasticidad Estático E_s (MPa)
MASW-C-07	8.00	675	360	0.30	259	674	34
MASW-C-07	9.00	1018	423	0.40	376	1048	52
MASW-C-07	10.00	1097	423	0.41	376	1061	53
MASW-C-07	12.00	1097	459	0.39	442	1233	62
MASW-C-07	15.00	1097	514	0.36	555	1508	75
MASW-C-07	20.00	1097	600	0.29	756	1945	97
MASW-C-08/LS-C-08	1.00	490	263	0.30	131	341	17
MASW-C-08/LS-C-08	2.00	536	241	0.37	110	303	15
MASW-C-08/LS-C-08	3.00	568	209	0.42	83	236	12
MASW-C-08/LS-C-08	4.00	605	255	0.39	124	344	17
MASW-C-08/LS-C-08	6.00	644	299	0.36	179	487	24
MASW-C-08/LS-C-08	7.00	692	299	0.39	179	495	25
MASW-C-08/LS-C-08	8.00	680	371	0.29	275	709	35
MASW-C-08/LS-C-08	9.00	750	420	0.27	353	897	45
MASW-C-08/LS-C-08	10.00	788	420	0.30	353	918	46
MASW-C-08/LS-C-08	12.00	883	449	0.33	423	1122	56
MASW-C-08/LS-C-08	15.00	883	480	0.29	484	1248	62
MASW-C-08/LS-C-08	20.00	883	537	0.21	605	1461	73
MASW-C-09/LS-C-09	1.00	495	219	0.38	91	251	13
MASW-C-09/LS-C-09	2.00	512	212	0.40	85	238	12
MASW-C-09/LS-C-09	3.00	543	207	0.41	81	230	12
MASW-C-09/LS-C-09	4.00	581	236	0.40	106	296	15
MASW-C-09/LS-C-09	6.00	613	279	0.37	148	405	20
MASW-C-09/LS-C-09	7.00	687	279	0.40	156	436	22
MASW-C-09/LS-C-09	8.00	675	319	0.36	203	552	28
MASW-C-09/LS-C-09	9.00	1018	346	0.43	251	721	36
MASW-C-09/LS-C-09	10.00	1097	346	0.44	251	726	36
MASW-C-09/LS-C-09	12.00	1097	363	0.44	277	796	40
MASW-C-09/LS-C-09	15.00	1097	379	0.43	302	864	43
MASW-C-09/LS-C-09	20.00	1097	421	0.41	372	1052	53

Las siguientes ilustraciones muestran en líneas continuas la representación gráfica de los módulos de elasticidad (Tabla 24) en la ubicación de los ensayos MASW y en líneas punteadas el módulo elástico promedio usado para definir los parámetros elásticos de la cimentación.

Ilustración 16 Variación del módulo de elasticidad con la profundidad – Dique DIPR-001-MI
(Elaboración propia, 2022)

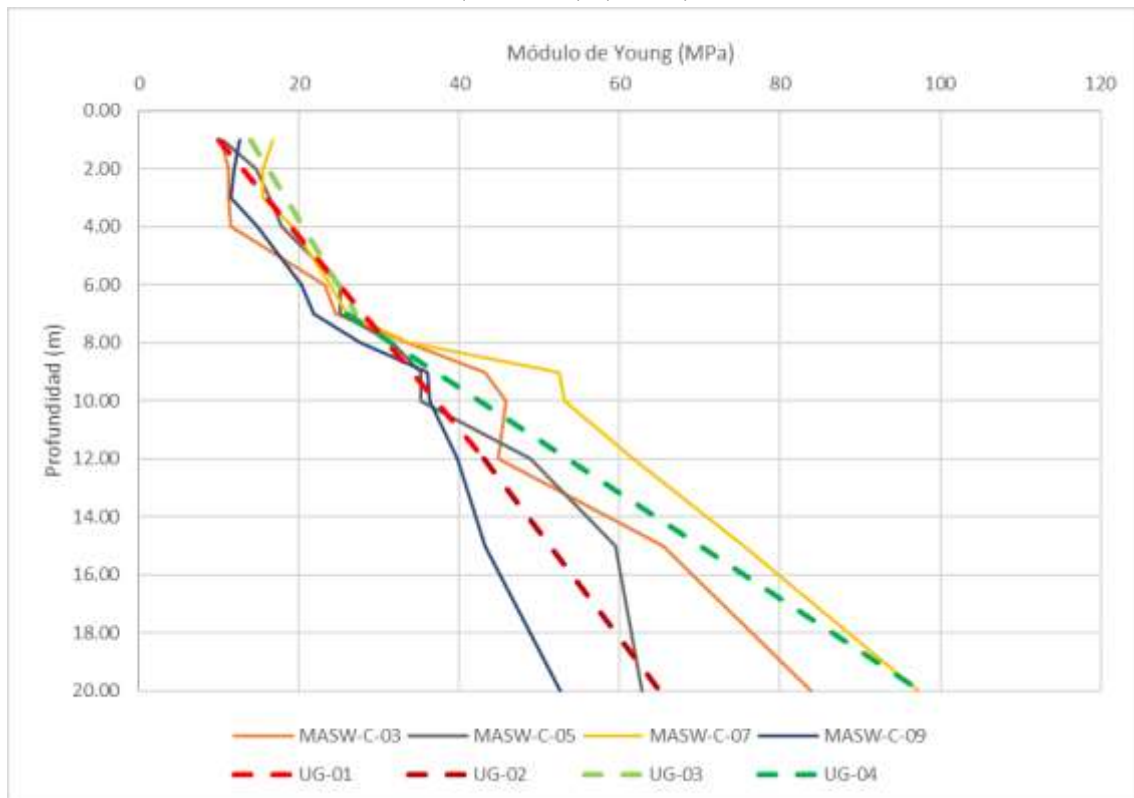
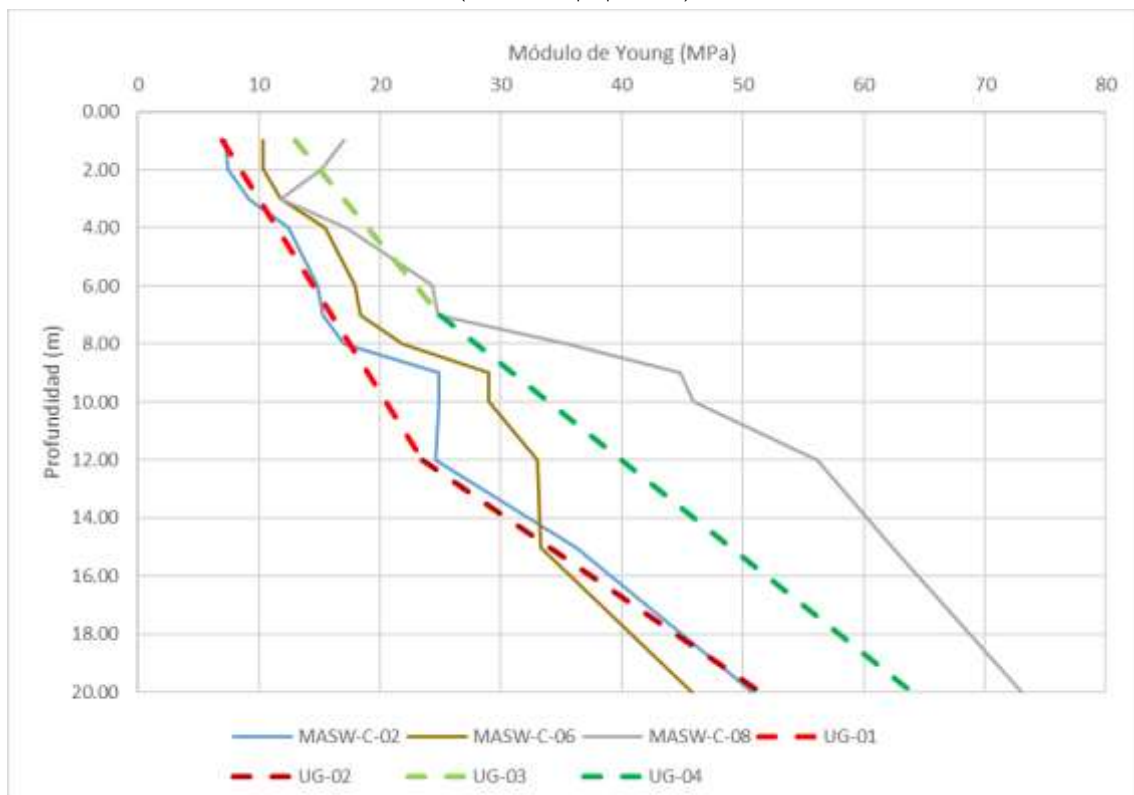


Ilustración 17 Variación del módulo de elasticidad con la profundidad – Dique DIPR-002-MD
(Elaboración propia, 2022)



La Tabla 25 muestra la función que relaciona el módulo de Elasticidad con la profundidad de cada unidad geológica geotécnica.

Tabla 25 Módulos elásticos de rigidez de las unidades geológicas-geotécnicas
(Elaboración propia, 2022)

Dique	Unidad geológica-geotécnica	Profundidad de estrato z (m)	Módulo Elástico Estático (E_s)	Módulo Elástico promedio (MPa)
DIPR-001-MI	UG-01	1.00 a 12.0	$E=3z+7$	26.50
	UG-02	12.0 a 20.00	$E=2.75z+10$	54.00
	UG-03	1.00 a 7.00	$E=2z+12$	20.50
	UG-04	7.00 a 20.00	$E=5.5z-12.5$	61.75
DIPR-002-MD	UG-01	1.00 a 12.0	$E=1.5z+5.5$	15.25
	UG-02	12.0 a 20.00	$E=3.5z-18.5$	37.50
	UG-03	1.00 a 7.00	$E=2z+11$	19.00
	UG-04	7.00 a 20.00	$E=3z+4$	44.50

En el caso del cuerpo del dique, se está considerando una compacidad relativa en un rango de 90 a 95% se esperan densidades relativas del orden del 50 al 70% según la Tabla 26, por lo tanto, el módulo de elasticidad adoptado para el material del cuerpo del dique es de 62.5 MPa, tomando como referencia la Tabla 27. El coeficiente de Poisson (μ) se determina de la teoría de la elasticidad.

Para el caso de los diques existente, en base a la Tabla 26 y Tabla 27, el módulo de elasticidad adoptado para el material del cuerpo del dique existente es de 55 MPa. Finalmente, se adoptó un módulo de elasticidad para el enrocado del dique de 100 Mpa,

Tabla 26 Aproximación de la densidad relativa a la compactación relativa
(Fuente: Lee y Singh, 1971)

<i>Granular consistency</i>	<i>Relative density</i>	<i>Relative compaction</i>
Very dense	100	100
	90	98
	80	96
Dense	70	94
	60	92
Medium	50	98
	40	88
Loose	30	86
	20	84
Very loose	10	82
	0	80

Tabla 27 Parámetros típicos de módulos de elasticidad para material granular compactado
(Fuente: Lambe, T. W. et. Whitman, V. R.: Soil Mechanics. y Poulos, H. G. et. Davis, E. H.: Pile Foundations Analysis and Design)

Densidad del material granular	Densidad Relativa	Módulo Elástico E_s (MPa)
Suelta	< 0.4	27.5 – 55

Densidad del material granular	Densidad Relativa	Módulo Elástico E_s (MPa)
Medianamente Densa	0.4 – 0.6	55 – 70
Densa	> 0.6	70 – 100

En la Tabla 28 se muestra el resumen de los parámetros elásticos de la cimentación y de los materiales que conformarán el dique.

Tabla 28 Parámetros elásticos en suelo en Sector 1 – Río Casma
(Elaboración propia, 2022)

Material	Módulo Elasticidad (MPa)	Coefficiente de Poisson
Cuerpo de dique (material de préstamo)	62.5	0.26
Cuerpo de dique (material arenoso)	55	0.30
Cuerpo de Dique existente	55	0.30
UG-01	15.25	0.30
UG-02	45	0.30
UG-03	20	0.30
UG-04	52	0.30
Enrocado	100	0.30

7.3. Permeabilidad en suelos

La permeabilidad usada en los análisis de flujo estacionario se estimó a partir de ensayos de campo y laboratorio. En el caso de la unidad UG-01 y UG-02, la permeabilidad fue obtenida a partir de los ensayos de permeabilidad in situ ejecutadas en las perforaciones diamantina (ver Tabla 10), de esta forma se obtiene un valor de permeabilidad de 2.76×10^{-5} m/s y 9.39×10^{-5} m/s respectivamente. De la misma forma, para el caso de la unidad UG-03, la permeabilidad fue obtenida a partir de los ensayos de permeabilidad in situ ejecutadas en las perforaciones diamantina en el sector de confluencia (ver Tabla 10), de esta forma se obtiene un valor de permeabilidad de 3.56×10^{-5} m/s.

La permeabilidad del material del cuerpo del dique se determinó a partir de ensayos de permeabilidad a carga constante en laboratorio, realizados al material de conformación de los diques (ver Tabla 19), de esta forma se obtiene un valor de permeabilidad promedio de 1.56×10^{-5} m/s.

Finalmente, para la obtención de la permeabilidad de la unidad UG-04, el material arenoso a utilizar como cuerpo de dique y el material de enrocado fueron empleados valores referenciales de la literatura.

Ilustración 18 Permeabilidad típicas de las rocas y suelos
(Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables, 2007)

PERMEABILIDAD (K)													
	m/s ▶	10 ¹	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰
	en darcy cm/s ▶	10 ³	10 ²	10 ¹	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸
TIPO DE FORMATION	rocas permeables					semi-permeables					impermeables		

De esta manera, se resumen de las permeabilidades obtenidas para el análisis de infiltración en la tabla a continuación:

Tabla 29 Permeabilidad de los materiales en el dique
(Elaboración propia, 2022)

Material	k (m/s)
Cuerpo de dique (material de préstamo)	1.56 x 10 ⁻⁵
Cuerpo de dique (material arenoso)	1.00 x 10 ⁻⁴
UG-01	2.76 x 10 ⁻⁵
UG-02	9.39 x 10 ⁻⁷
UG-03	3.56 x 10 ⁻⁵
UG-04	1.00 x 10 ⁻⁵
Enrocado	1

En el caso de las permeabilidades de los diques existentes, estos se obtienen a partir de la evaluación de las características granulométricas en las condiciones actuales, a partir de los ensayos de granulometría global realizados en el material de cuerpo de dique existente (ver Tabla 7).

La permeabilidad del cuerpo de los diques existentes se estimó a partir de correlaciones con la granulometría global del material, por medio de la fórmula de Allen Hazen:

$$k = 10^{-2} D_{10}^2 \quad [\text{m/s}]$$

Donde:

k : Coeficiente de permeabilidad (m/s)

D₁₀ : Percentil 10 del tamaño efectivo del material (mm)

Así pues, a partir del ensayo de granulometría en el cuerpo del dique se obtiene el valor de permeabilidad del cuerpo de diques evaluados. En la Tabla 30 se presentan los valores de permeabilidad para cada dique existente evaluado:

Tabla 30 Permeabilidad de los materiales en los diques existentes del Sector 1 - Río Casma
(Elaboración propia, 2022)

Calicata	Dique	D10 (mm)	k (m/s)
C-E-C-01	DIEX-001-MD	0.084	7.12 x 10 ⁻⁵
C-E-C-02	DIEX-002-MI	0.164	2.68 x 10 ⁻⁴

C-E-C-03	DIEX-001-MD	0.044	1.94×10^{-5}
C-E-C-04	DIEX-001-MD	0.153	2.35×10^{-4}
C-E-C-05	DIEX-002-MI	0.157	2.46×10^{-4}

8. Diseño Geotécnico de Diques

8.1. Metodología de Análisis

Para el diseño geotécnico de los diques, primero se establecieron los criterios de falla que serán analizados para el terraplén y material de fundación de los diques. La metodología utilizada para el análisis fue:

- Caracterización geotécnica del material.
- Asignación de parámetros geotécnicos (resistencia y deformación).
- Identificación de los mecanismos de falla asociados a las unidades geotécnicas existentes y materiales a utilizar en la construcción de los diques.
- Con base en la sectorización geotécnica y los parámetros geotécnicos asignados en el apartado 7, se procedió con el análisis y diseño de los diques y su fundación.
- Verificación de la capacidad de carga por resistencia al corte.
- Los coeficientes sísmicos empleados se basan en el informe de "Estudio de Peligro Sísmico" (400198-OHL001-000-XX-RP-GE-000002-R01, aprobado el 22/10/2021). Para taludes permanentes se empleará un coeficiente de 0.222g entre las progresivas 0+000 a 5+500 del eje del río.

8.2. Definición de dimensiones de diseño

8.2.1. Dimensiones

En general, los diques se pueden definir como una estructura compuesta por su corona y dos taludes, uno expuesto al flujo del río llamado talud húmedo y el talud seco que se ubica en el área protegida. Los taludes pueden mantener una pendiente constante o pueden zonificarse de acuerdo con la necesidad de las áreas que atraviesan.

8.2.1.1. Ancho de corona

Las dimensiones mínimas de la corona obedecen a razones de transitabilidad, según USACE las dimensiones mínimas son las de un carril entre los 3.0 a 3.6 m. Este acceso generado servirá para las labores de inspección, mantenimiento, reparación y atención de algunos tramos afectados por inundaciones. Los diques proyectados cuentan con un ancho de corona de 3.5 m, la cual estará cubierto por una capa de afirmado que servirá de protección.

8.2.1.2. Pendientes de los taludes

La pendiente mínima que se recomienda corresponde a la relación de 2H:1V (USACE, 2002). Sin embargo, el criterio general de pendientes indica que el ángulo del talud debe ser mayor o igual al ángulo de fricción del material de relleno del dique, tal como muestra la ecuación:

$$\text{Angulo de talud } (\theta) \leq \text{ángulo de fricción del material } (\phi)$$

La pendiente propuesta (1.5H:1V) corresponde a un ángulo de 34° y el ángulo de fricción del relleno granular es de 41°.

8.2.1.3. Altura del dique

La altura de los diques se ha definido bajo un enfoque hidráulico principalmente. Los diques proyectados tienen alturas variables a lo largo de toda su longitud.

En la Tabla 31 se resumen las dimensiones de partida de los componentes del dique.

Tabla 31 Dimensiones de diques proyectados en Sector 1 – Río Casma
(Elaboración propia, 2022)

Dique	Progresivas (Eje de Dique)		Longitud (m)	Talud Seco y Húmedo (H:V)	Altura máxima de cuerpo de dique	Ancho de Corona
	Inicial	Final				
DIPR-001-MI	0+000	5+397.22	5397.22	1.5:1	3.64	3.50
DIPR-002-MD	0+000	5+064.29	5064.29	1.5:1	4.79	3.50

Nota: La altura es variable a lo largo del dique, sin embargo, la tabla muestra la sección de mayor altura.

Para la definición final de las dimensiones indicadas de los elementos del dique, se realizarán análisis de estabilidad de taludes (talud seco y húmedo), análisis de infiltración y análisis de deformación para asegurar la integridad física y funcionalidad durante su vida útil. Para esto se analiza secciones representativas de los diques, los cuales se detallan en el siguiente apartado.

8.2.2. Secciones de Análisis

En este apartado se muestran las secciones críticas o representativas de los taludes que conforman los diques proyectados. En estas secciones fueron realizados los distintos análisis considerados en el diseño.

La elección de la sección representativa se ha basado en encontrar la de mayor altura y que represente el tipo de dique proyectado. La Tabla 32 describe las secciones analizadas.

Tabla 32 Secciones de análisis
(Elaboración propia, 2022)

Dique	Tipo de Intervención	Sección Analizada	Altura de dique (m)	Altura de talud húmedo (m)
DIPR-001-MI	Dique nuevo con enrocado más refuerzo tipo 1	0+140	3.23	2.14
	Dique nuevo de arena con enrocado	0+560	3.64	2.87
	Dique nuevo con enrocado	2+920	2.22	1.61
	Enrocado de dique existente	3+220	3.23	4.49
	Recrecido de dique existente	3+660	3.15	3.82
DIPR-002-MD	Dique nuevo con enrocado más refuerzo tipo 1	0+040	3.27	2.46
	Dique nuevo con tratamiento de talud con geoceldas	0+460	3.12	2.69

Dique	Tipo de Intervención	Sección Analizada	Altura de dique (m)	Altura de talud húmedo (m)
	Dique nuevo de arena con enrocado	1+060	4.79	3.68
	Dique nuevo con enrocado	2+660	3.95	3.43
	Enrocado de dique existente	2+980	3.05	3.65
	Recrecio de dique existente	3+960	3.27	2.45

8.3. Mecanismos de falla de diques

Dejando de lado el comportamiento asociado a los componentes individuales del sistema de diques, en forma global se pueden definir problemas geotécnicos asociados a los materiales, tanto del medio soportante como del cuerpo del dique.

Generalmente, los materiales se extraen de zonas cercanas a las márgenes del río y por ende, las vulnerabilidades presentes en las zonas del río, puede verse reflejadas a su vez en los segmentos del dique que empleen dicho material.

Los principales mecanismos de falla, asociados a los sistemas de diques y su medio soportante se incluyen en la Tabla 33.

Para poder determinar con certeza las amenazas que se pueden presentar en un sistema de diques, la etapa de investigación debe caracterizar las zonas con suficientes datos para su detección y análisis. Una vez identificadas las posibles amenazas, se pueden definir las medidas de mitigación básicas que se aplicarán en cada caso.

La elaboración del perfil de suelos, a lo largo del alineamiento, cumple con la función de detectar las zonas de problemas geotécnicos y así permite generar tramos de comportamiento homogéneo. La selección de tramos con materiales problemáticos y comportamientos similares permite establecer requisitos de diseños específicos, así como indicar el empleo de secciones estándar que hayan probado ser económicamente viables y funcionalmente estables para el sistema de diques propuesto.

Tabla 33 Mecanismos de falla y los efectos o elementos asociados
(Elaboración propia, 2022)

Mecanismos de Falla	Causas
Erosión de taludes y socavación	Se estima la presencia de un suelo medianamente rígido a rígido, podría asociarse a la presencia de gravas con arenas.
	Rebalse del nivel por oleaje. Se da cuando la velocidad del flujo de agua excede el límite para arrastre de los materiales, los diques crean secciones hidráulicas angostas que incrementan la velocidad del flujo.
Asentamientos	Exceso de cargas para el medio soportante, presencia de materiales compresibles en el cuerpo del dique, en la cimentación o en ambos.
Estabilidad	A nivel macro se basa en arreglos geométricos incorrectos según las propiedades de los materiales en el cuerpo del dique, mala

Mecanismos de Falla	Causas
	integración entre las cargas y el arreglo geométrico con respecto al medio soportante. A nivel micro se presenta baja resistencia, de los materiales empleadas en el cuerpo del dique, métodos de construcción inadecuados.
Fallas de la cimentación	Licuación en arenas, suelos muy blandos, exceso de cargas admisibles para la cimentación.
Tubificación	Presencia de estratos permeables no investigados, gradientes hidráulicos superiores a los valores críticos, carga hidráulica excesiva, recorrido del agua reducido o acortado al atravesar el dique o la cimentación.

En el presente documento se realizará el diseño geotécnico evaluando los siguientes mecanismos de falla:

- Asentamientos
- Estabilidad
- Fallas de cimentación: Capacidad de carga admisible
- Filtraciones y tubificación.

9. Análisis del Potencial de Licuefacción

Para la evaluación del potencial de licuefacción se tendrá en cuenta dos métodos de cálculo:

El primero será por medio de una metodología determinística, la cual estará orientada a la cuantificación de un índice numérico directo que permita estimar la ocurrencia de la licuefacción en el suelo, en este caso un factor de seguridad. El método propuesto por Seed & Idriss (1971) con algunas actualizaciones mostradas en el workshop 1997 (Youd et al., 1997).

El segundo está orientado a una metodología probabilística, esta metodología se orienta a la cuantificación de la probabilidad de ocurrencia de un determinado evento. El método utilizado es el de Youd & Noble (2001).

9.1. Método Determinístico - Workshop (Youd et al., 1997 - basado Seed & Idriss, 1971)

La evaluación del potencial de licuefacción de un depósito arenoso se realiza frecuentemente mediante pruebas in situ, utilizando para ello, procedimientos simplificados. Es innegable que el procedimiento que ha tenido una gran aceptación a nivel mundial es el propuesto por Seed (Seed & Idriss, 1971), el cual está basado en la prueba de penetración estándar (SPT).

Un estado del arte interesante sobre los métodos que siguen el formato de Seed, ha sido presentada en el informe del Workshop, editado por Youd (Youd et al., 1997), y cuyo resumen fue publicado en la revista de Geotecnia de la ASCE (Youd et al., 2001).

9.1.1. Resistencia Sísmica - Parámetro CRR

Para cada valor de N_{SPT} , se obtiene un valor del número adimensional CRR (Cyclic Resistance Ratio) que mide la resistencia a la licuefacción. Este número es diferente según el contenido de finos en el terreno.

La resistencia a la penetración estándar, N_{SPT} medida en campo, debe corregirse por lo que en el Workshop de 1997 recomiendan la siguiente expresión para el $N_{1(60)}$:

$$N_{1(60)} = N_{SPT} \cdot C_N \cdot C_R$$

Donde:

C_N : Factor para normalizar N_{SPT} a una tensión efectiva de sobrecarga

C_R : Factor de corrección por la longitud del varillaje

Tabla 34 Valores de los factores de corrección
(NCEER Workshop, 1997)

Factor	Condición	Termino	Corrección
Presión de sobrecarga	-	C_N	$\sqrt{\frac{1.033}{\sigma'_{vo}}} \quad C_N \leq 1.7$
Longitud de varillaje	< 3 m	C_R	0.75
	3 - 4 m	C_R	0.80
	4 - 6 m	C_R	0.85
	6 - 10 m	C_R	0.95
	10 - 30 m	C_R	1.00

En el workshop de 1997 [Youd et al., 1997], los autores proponen utilizar la expresión desarrollada por I. M. Idriss con la asistencia de R. B. Seed, para la corrección de $N_{1(60)}$ para el equivalente a una arena limpia $N_{1(60)CS}$:

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

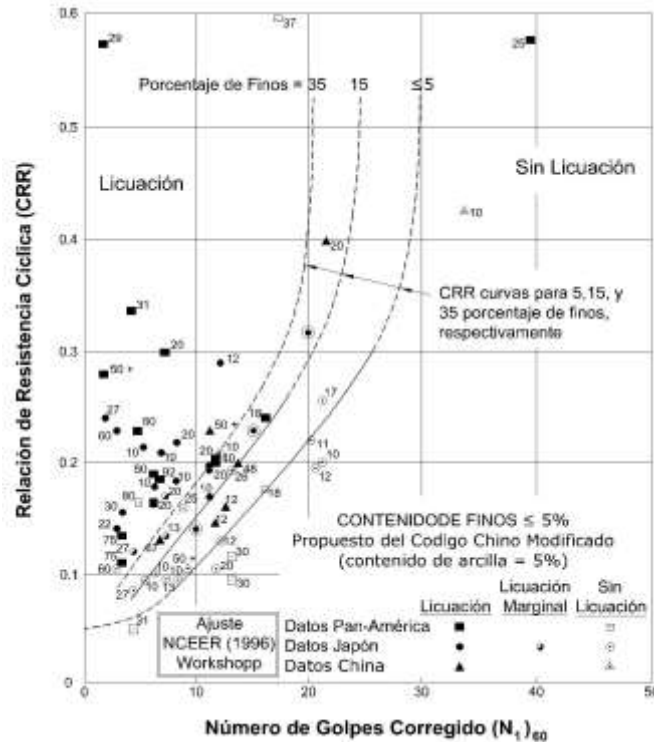
Donde α y β son coeficientes, que dependen del contenido de finos, y cuyos valores se presentan en la Tabla 35.

Tabla 35 Valores de los coeficientes en función del contenido de finos (FC)
(Youd et al., 2001)

FC (Porcentaje de finos)	α	β
$FC \leq 5\%$	0	1
$5\% < FC < 35\%$	$\exp(1.76 - \frac{190}{FC^2})$	$0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000}$
$FC \geq 35\%$	5	1.2

En el Workshop de 1997 los autores [Youd et al., 1997], realizan una ligera modificación a la curva (Ilustración 19) inicialmente propuesta por Seed [Seed & Idriss, 1971], con el fin de que las curvas para arenas limpias tengan una mayor consistencia.

Ilustración 19 Curva base recomendada por el Workshop de 1997, para evaluar licuación en arenas limpias a partir del SPT
(Youd et al., 2001)



Para el caso de arenas con contenidos de finos mayor a 5%, por ejemplo, los autores recomiendan utilizar la ecuación propuesta por Rauch de la Universidad de Texas:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - N_{1(60)CS}} + \frac{N_{1(60)CS}}{135} + \frac{50}{[10N_{1(60)CS} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

Donde:

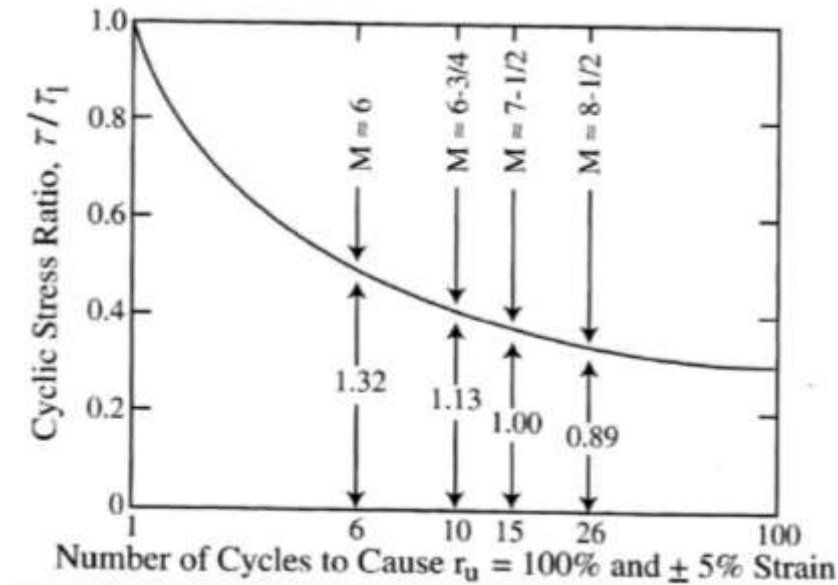
$N_{1(60)CS}$: Número de golpes del ensayo SPT normalizados para una energía del 60% y corregido por contenido de finos.

$CRR_{7.5}$: Relación de resistencia cíclica para un sismo de magnitud 7.5.

Esta ecuación es válida para $N_{1(60)CS} < 30$. Para $N_{1(60)CS} \geq 30$ las arenas son muy densas, y por tanto clasifican como no licuables.

El valor de CRR indicado está obtenido únicamente para terremotos de magnitud $M_w = 7.5$. Cuando la magnitud del terremoto sea diferente se deben multiplicar los valores de CRR por el factor de escala de magnitud MSF mostrado en la Ilustración 20.

Ilustración 20 Factor de escala de magnitud MSF para el sismo solicitado
(Seed & Idriss., 1982)



De esta forma el valor de CRR para el sismo solicitado se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$CRR_M = MSF \times CRR_{M=7.5}$$

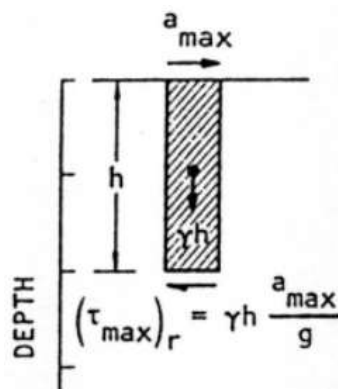
El valor obtenido de la resistencia adimensional, CRR, después de considerar el valor de N_{spt} , el porcentaje de finos y la magnitud del terremoto, se debe comparar con la sollicitación que se describe en el subapartado siguiente.

9.1.2. Sollicitación sísmica - Parámetro CSR

Se define como el esfuerzo cortante cíclico normalizado inducido por el sismo, para el cálculo de este Seed y Idriss (Seed & Idriss, 1971) tomaron en cuenta tres factores:

- Se asume, por simplificación, el suelo como elemento rígido, generando un esfuerzo cortante máximo (τ_{max}) generado como respuesta de la acción sísmica; sin embargo, el suelo no tiene un comportamiento rígido.

Ilustración 21 Esquema de Suelo Rígido
(Seed & Idriss., 1971)

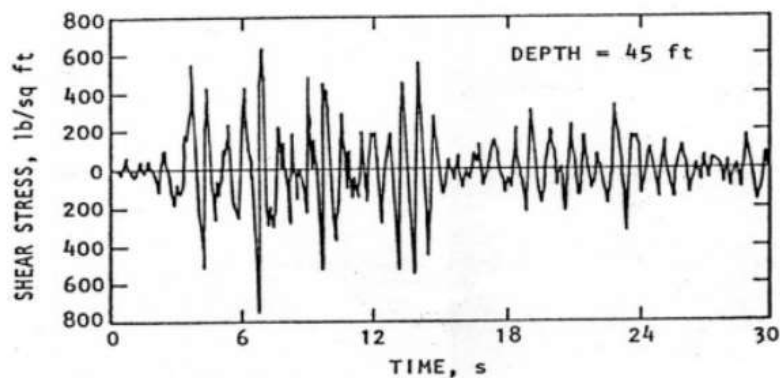


- Debido a que se considera que el comportamiento del suelo es deformable, el esfuerzo cortante máximo generado será menor ($\tau_{máxd}$).

$$\tau_{máxd} = \tau_{máxr} r_d$$

- El factor de reducción r_d permite obtener los resultados para un elemento deformable a partir de los resultados previos para un elemento rígido.
- El esfuerzo cortante en un sismo presenta una forma irregular, sin embargo, para el análisis es necesario determinar un valor promedio uniforme equivalente.

Ilustración 22 Acelerograma de un esfuerzo cortante
(Seed & Idriss, 1971)



El esfuerzo de corte promedio normalizado de un sismo es aproximadamente el 65% del máximo esfuerzo de corte. Luego se emplea este valor como una representación de una aceleración constante equivalente del sismo ocurrido.

De esta forma, para una determinada profundidad dentro del depósito de suelo y con la información geotécnica disponible, Seed y Idriss (1971) propusieron la siguiente expresión para el cálculo del CSR:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d$$

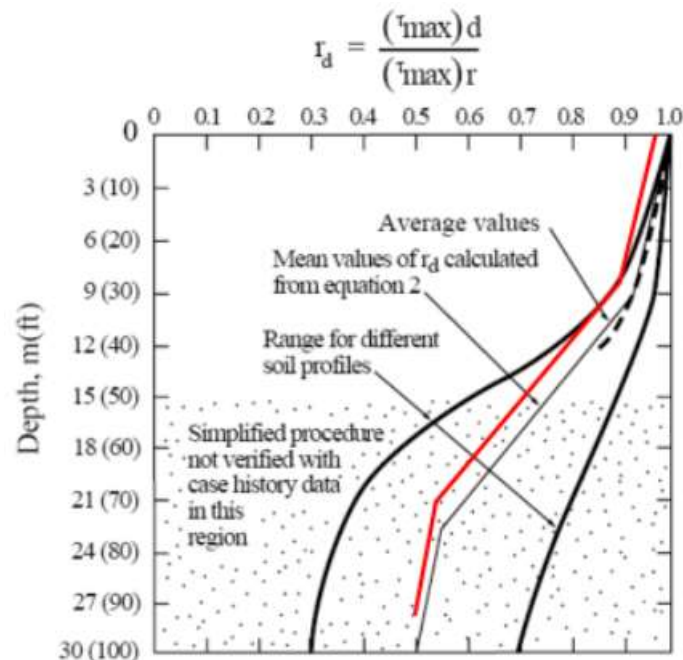
Donde:

- CSR : Esfuerzo de corte cíclico (Cyclic Stress Ratio).
- τ_{av} : Esfuerzo de corte promedio
- σ_{vo} : Esfuerzo vertical total, antes del sismo.
- σ'_{vo} : Esfuerzo vertical efectivo, antes del sismo.
- a_{max} : Aceleración horizontal máxima del terreno generada por el sismo.
- g : aceleración de la gravedad.
- r_d : Factor de reducción que depende principalmente de la profundidad.

El último factor r_d es siempre menor que la unidad y mide la reducción del valor de aceleración pico (a_{max}) con la profundidad. Se puede determinar mediante las siguientes expresiones, donde z es la profundidad de la zona cuya licuefacción se investiga, expresada en metros.

$$\begin{aligned} r_d &= 1.0 - 0.00765 z && \text{para } z \leq 9.15 \text{ m} \\ r_d &= 1.174 - 0.0267 z && \text{para } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \\ r_d &= 0.744 - 0.008 z && \text{para } 23 < z \leq 30 \text{ m} \\ r_d &= 0.50 && \text{para } z > 30 \text{ m} \end{aligned}$$

Ilustración 23 Curva de r_d , propuesto por el NCEER
(NCEER, 1997)



9.1.3. Verificación de la seguridad frente a la licuefacción

La comparación de la capacidad del suelo para resistir la licuación, expresada en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR), y la sollicitación sísmica de la capa de suelo, expresada en términos de la relación de esfuerzos cíclicos (CSR), permite definir el coeficiente de seguridad frente a la licuefacción:

$$FS = \frac{CRR_M}{CSR}$$

Donde:

CRR_M : Esfuerzo cortante cíclico normalizado resistente mínimo que produce licuación.

CSR : Esfuerzo de corte cíclico normalizado inducido por el sismo.

9.2. Método Probabilístico - Youd & Noble, 2001

En el Workshop, los autores analizaron mediante regresión logístico los datos de casos históricos. Los datos analizados procedían de sitios para los que se dispone de información sobre el suelo del subsuelo y para los que se observaron o no efectos superficiales de licuefacción. A partir de esa regresión, Youd & Noble (2001) desarrollaron la siguiente ecuación empírica:

$$\text{Logit (PL)} = \ln(\text{PL}/(1-\text{PL})) = -7.633 + 2.256 M_w - 0.258 N_{1(60)CS} + 3.095 \ln(\text{CRR})$$

Donde:

P_L : Probabilidad de ocurrencia de licuefacción

M_w : Magnitud momento

$N_{1(60)CS}$: Número de golpes del ensayo SPT normalizado y corregido por contenido de finos

$\text{CRR}_{15\%}$: Esfuerzo cortante cíclico normalizado resistente

A partir de los valores de P_L se clasifica el potencial de licuefacción mediante la siguiente tabla.

Tabla 36 Clasificación del Potencial de Licuefacción
(Iwasaki, 1984)

Probabilidad de Licuefacción	Potencial de Licuefacción
$P_L > 50\%$	Alta
$10\% < P_L \leq 50\%$	Moderada
$5\% < P_L \leq 10\%$	Baja
$P_L < 5\%$	Muy baja

9.3. Estimación de Asientos

En este apartado se tratará la estimación de asentamientos inducidos por el fenómeno de licuación, donde para la evaluación del asentamiento debidas a la licuación se han desarrollado diferentes métodos semi-empíricos, basados en pruebas de laboratorio y en pruebas de campo. En este caso, se tratará específicamente la estimación de deformaciones utilizando el método basado en la prueba SPT.

La disipación de presión de poro inducido por la aplicación de cargas cíclicas no drenadas ocasiona el cambio de volumen en un depósito de arena. Estudios realizados por Lee y Albaisa (1974), Tatsuoka et. al. (1984) e Ishihara y Nagase (1988) determinaron que la deformación volumétrica sufrida por el suelo después de la licuación depende de la densidad relativa (D_r) y de la deformación angular máxima (γ_{max}) alcanzada durante la aplicación de cargas cíclicas.

9.3.1. Método Ishihara y Yoshimine (1992)

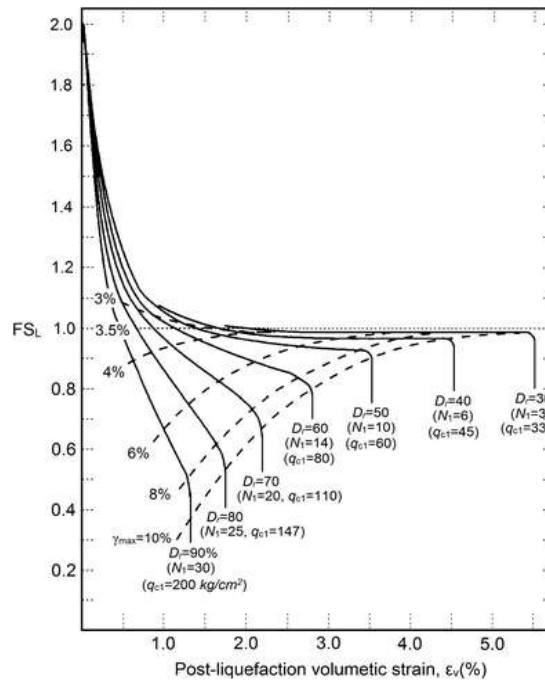
Ishihara y Yoshimine (1992) desarrollaron una metodología para determinar los asentamientos debidos a licuación en función de la deformación angular máxima. Este método se basa en dos conceptos observados en pruebas de laboratorio:

- La relación entre el cambio volumétrico y la deformación angular máxima γ_{max} , obtenida mediante pruebas de corte simple en muestras con diferentes densidades relativas D_r . Para estimar los

asentamientos con esta correlación se requiere conocer la magnitud de la deformación angular máxima que la arena alcanzará durante la aplicación del movimiento.

- La relación entre el factor de seguridad contra licuación FS_{lic} y la deformación angular máxima γ_{max} para diferentes densidades relativas Dr .

Ilustración 24 Deformación volumétrica en función del factor de seguridad
(Ishihara y Yoshimine, 1992)



El procedimiento para determinar los asentamientos debidos a licuefacción se presenta a continuación:

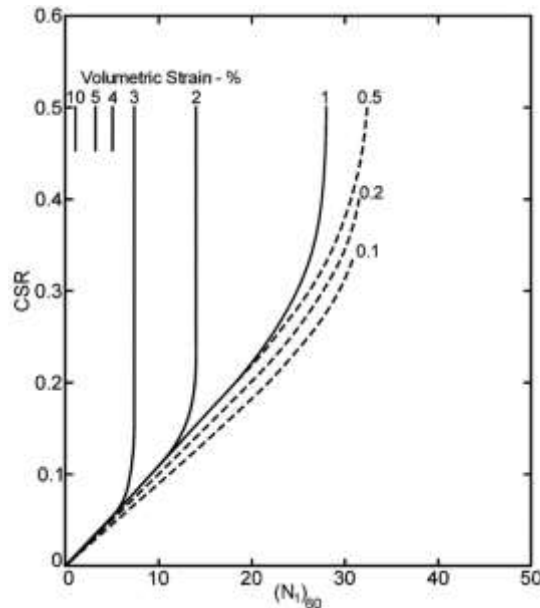
- Se evalúa el factor de seguridad contra licuación para cada capa de área, usando las metodologías expuestas en el apartado 9.1.
- Con el FS_{lic} obtenido y los datos de la prueba de SPT o Dr , se entra a la Ilustración 24 para determinar la deformación volumétrica (ϵ_v).
- Se obtiene la deformación volumétrica en cada estrato.
- Se calcula el valor del asentamiento inducido por licuación, como la sumatoria del producto de las deformaciones volumétricas de cada estrato por su espesor.

9.3.2. Método Tokimatsu y Seed (1987)

Tokimatsu y Seed (1987) también han desarrollado gráficos para estimar la deformación volumétrica en arenas saturadas. La relación que se basó en pruebas de corte simple y triaxial cíclico realizadas en arenas limpias, que se calibró luego en estudios de casos de campo.

Como resultado, su procedimiento estima la deformación volumétrica en función de la CSR inducida por el terremoto y el conteo de golpes SPT corregido. Las curvas de límite de deformación volumétrica post-licuefacción recomendadas se muestra en la Ilustración 25.

Ilustración 25 Deformación volumétrica en función del CSR y conteo de golpes SPT corregido
(Tokimatsu y Seed, 1987)



Las líneas sólidas en la Ilustración 25 muestran la deformación volumétrica del suelo licuado. Las líneas discontinuas describen el caso en el que la presión intersticial aumenta pero la carga sísmica no es lo suficientemente grande como para provocar la licuefacción. En tales casos, la deformación volumétrica también se desarrolla después de la disipación de la presión intersticial, que, sin embargo, es menor que si se hubiera producido la licuefacción.

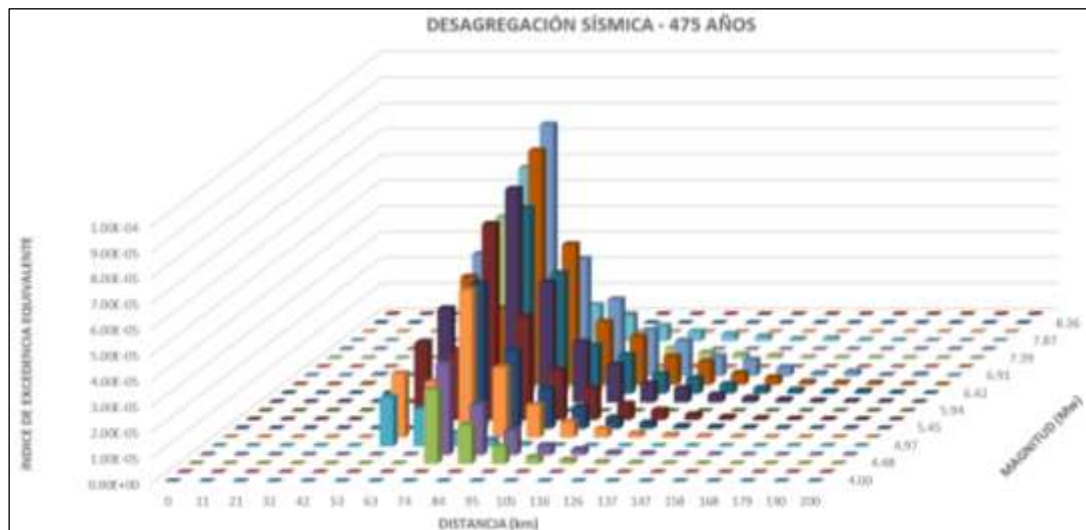
9.4. Resultados del Análisis de Licuefacción

9.4.1. Datos de entrada

Para los análisis de licuefacción se tomó como datos de entrada la siguiente información:

- PGA para un periodo de retorno de 475 años, obtenido del estudio de Peligro Sísmico (documento 400198-OHL001-000-XX-RP-GE-000002-R01), el cual es de 0.444g.
- Magnitud momento (M_w) y aceleración obtenido del análisis de desagregación sísmica realizado en el estudio de Peligro Sísmico (documento 400198-OHL001-000-XX-RP-GE-000002-R01), el cual permite obtener la magnitud y distancia al punto de análisis de la fuente sísmica con mayor aportación en el análisis de licuefacción; obteniendo un valor de $M_w = 6.91$ para una distancia de 74 km.

Ilustración 26 Desagregación Sísmica – Casma, Km 0+000
(Fuente: Estudio de Peligro Sísmico, 2021)



- Numero de golpes de los ensayos de penetración SPT y cono Peck, realizados en las perforaciones diamantinas (ver Tabla 9).
- Contenido de finos en porcentaje de los estratos detectados mediante las perforaciones diamantinas (ver Tabla 15).

9.4.2. Resumen de Resultados

A partir de los datos mencionados y las metodologías descritas en los apartados anteriores, se procedió al análisis de la licuefacción de los depósitos de arena del Río Casma, en la Tabla 37 se resume los espesores potencialmente licuables que se han obtenido en el análisis de cada una de las perforaciones realizadas.

Tabla 37 Resumen de Espesores Potencialmente Licuables
(Elaboración Propia, 2022)

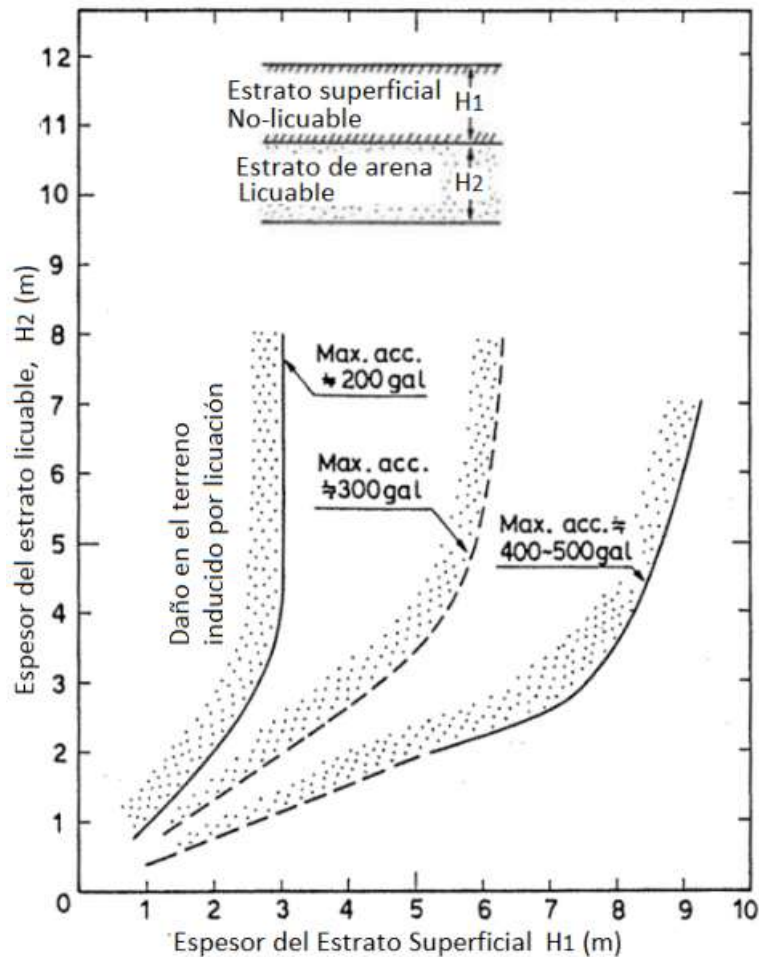
Subtramo	Sondeo	Prof. Estrato Potencialmente Licuable (m)	Probabilidad de Licuefacción (%)	Potencial de Licuefacción
Progresivas 0+000 a 3+000	S-C-01	3.00 - 12.00	23.33	Moderada
	S-C-02	3.00 - 14.00	22.49	Moderada
	S-C-03	0.00 - 15.30	20.18	Moderada
	S-C-04	5.00 - 15.30	16.42	Moderada
Progresivas 3+000 a 5+500	S-C-05	7.00 - 9.00	14.62	Moderada
	S-C-06	11.00 - 12.00	19.66	Moderada
	S-C-07	10.00 - 12.00	12.22	Moderada
Progresivas 5+500 a 10+600	S-C-08	10.00 - 15.30	24.41	Moderada

Los cálculos justificativos del potencial de licuefacción pueden consultarse en el anexo III del presente informe.

Para determinar si se manifestará en la superficie del terreno los efectos de la licuefacción se utiliza el criterio del estrato licuable (Ishihara, 1985) en el cual compara el espesor del estrato licuable (H_L) con el espesor del estrato superficial no licuable (H_s), donde si en la Ilustración 27 el punto de comparación se encuentra por

encima de la curva correspondiente a la aceleración del sismo de diseño, entonces existirá daño por licuación en la superficie.

Ilustración 27 Condiciones de estratificación del subsuelo requerido para la manifestación en superficie de la licuación (Ishihara., 1985)



Para una aceleración de diseño de 0.444g (435.4 gals), el espesor del estrato licuable (H_2) y el espesor del estrato no licuable (H_1) se evalúa si los efectos de la licuefacción se manifestaran en el terreno, mostrándose los siguientes resultados:

Tabla 38 Evaluación de la manifestación en superficie de la licuación (Elaboración Propia, 2022)

Subtramo	Sondeo	H_1 (m)	H_2 (m)	Evaluación
Progresivas 0+000 a 3+000	S-C-01	3.00	9.00	Presenta daños en superficie por licuación
	S-C-02	3.00	11.00	Presenta daños en superficie por licuación
	S-C-03	0.00	15.00	Presenta daños en superficie por licuación
	S-C-04	5.00	10.00	Presenta daños en superficie por licuación
Progresivas 3+000 a 5+500	S-C-05	6.00	2.00	No presenta daños en superficie por licuación
	S-C-06	11.00	1.00	No presenta daños en superficie por licuación

Subtramo	Sondeo	H _i (m)	H _e (m)	Evaluación
Progresivas 0+000 a 3+000	S-C-01	3.00	9.00	Presenta daños en superficie por licuación
	S-C-02	3.00	11.00	Presenta daños en superficie por licuación
	S-C-03	0.00	15.00	Presenta daños en superficie por licuación
	S-C-04	5.00	10.00	Presenta daños en superficie por licuación
	S-C-07	9.00	2.00	No presenta daños en superficie por licuación

De los resultados mostrados en la Tabla 38, se puede concluir que en general los suelos potencialmente licuables del primer subtramo, desde la desembocadura hasta la progresiva 3+000 del río Casma, se presentarán daños por licuación en el terreno.

Mientras que en los subtramos restantes, entre la progresivas 3+000 a 5+500 del río Casma, no se manifestaran daños por licuación en el terreno.

Determinado el subtramo potencialmente licuable donde se manifestara daños por licuación en superficie, se procedió a calcular los asentamientos máximos esperables en los puntos evaluados a lo largo del subtramo. El cálculo de estos asentamientos se obtuvo del valor máximo entre los métodos Ishihara y Yoshimine (1992) y de Tokimatsu y Seed (1987). A continuación se muestran los resultados de los asentamientos máximos esperables:

Tabla 39 Resumen de asentamientos producto de la licuefacción
(Elaboración Propia, 2022)

Subtramo	Sondeo	Asentamientos Esperables (cm)
Progresivas 0+000 a 3+000	S-C-01	23.41
	S-C-02	33.25
	S-C-03	27.79
	S-C-04	28.32

En conclusión, la cimentación de los diques de encauzamiento en los primeros 3 km del río Casma se ubica dentro de la franja teórica de terreno potencialmente licuable (ver Ilustración 28). En caso de un evento sísmico de gran magnitud (terremoto), el terreno perdería su capacidad de soporte, pasando a comportarse como un fluido, por lo que se espera asentamientos frente a la licuefacción. Estos asentamientos estarán en el orden de 0.23 a 0.33 m.

Los valores de asentamiento por licuefacción se presentan menores al borde libre (50 cm) del dique proyectado, y por ende no existe riesgo de rebalse de las aguas del río Casma en caso suceda un evento hidrológico extremo; de la misma forma se resalta que la coincidencia de un evento hidrológico extremo y un evento sísmico es muy improbable.

Ilustración 28 Franja teórica de terreno potencialmente licuable
(Elaboración Propia, 2022)



Se han valorado distintas alternativas de acciones ante la susceptibilidad de licuefacción, donde la más razonable es optar por un mantenimiento post-sismo de las estructuras cuyos asentamientos sean superiores a los tolerables, estas acciones deberán estar contempladas en el Manual de Operaciones y Mantenimiento.

10. Análisis de Estabilidad Post-Sismo

10.1. Evaluación de la resistencia residual

Habiendo definido las profundidades y zonas posibles donde se podría manifestar el fenómeno de licuación, es necesario estimar el valor de la resistencia residual de los suelos. Para este fin, trabajaremos en términos de la resistencia normalizada, concepto que puede ser aplicado también para caracterizar la resistencia residual de suelos susceptibles a sufrir licuefacción (Kramer, 1996).

La relación de resistencia residual se evaluó en base a los ensayos SPT y de acuerdo a la metodología propuesta por Olson y Stark (2002), el cual propone una relación para estimar la relación de resistencia residual en base al parámetro $N_{1(60)}$ mediante la siguiente expresión:

$$S_r = \sigma'_{v0} [0.03 + 0.0075(N_1)_{60}]$$

Para ello determinaremos el valor medio del parámetro $N_{1(60)}$ de los estratos licuables de cada sondeo, y con ello calcular la resistencia residual normalizada (S_r/σ'_v).

Tabla 40 Valores de resistencia normalizada del suelo
(Elaboración Propia, 2022)

Sondeo	$N_{1(60)}$ promedio	S_r / σ'_v
S-C-01	11	0.1125
S-C-02	12	0.1200
S-C-03	22	0.1950
S-C-04	21	0.1875

Con el menor valor de la resistencia residual normalizada obtenida en la Tabla 40, se procederá a calcular los parámetros residuales del suelo potencial licuable para realizar la evaluación de la estabilidad de los diques post-sismo.

Del sondeo S-C-01, obtiene los siguientes valores de resistencia residual, donde σ'_r se obtuvieron producto de los análisis de licuefacción (ver anexo III).

Tabla 41 Valores de resistencia residual del suelo
(Elaboración Propia, 2022)

Profundidad (m)	σ'_r (kPa)	S_r/σ'_r	S_r (kPa)
1.0	22	0.1125	2.49
2.0	39	0.1125	4.40
3.0	56	0.1125	6.31
4.0	65	0.1125	7.34
5.0	72	0.1125	8.15
6.0	82	0.1125	9.19
7.0	91	0.1125	10.22
8.0	99	0.1125	11.14
9.0	107	0.1125	12.07
10.0	115	0.1125	12.99
11.0	124	0.1125	13.91
12.0	132	0.1125	14.83
13.0	140	0.1125	15.76
14.0	148	0.1125	16.68
15.0	156	0.1125	17.60

De la Tabla 41, se obtiene una resistencia residual mínima de 2.49 kPa, valor que tomaremos para los análisis de estabilidad de los diques post-sismo.

Para el cálculo de la resistencia residual del ángulo de fricción del suelo de cimentación, se asumirá conservadoramente un valor del 40% de la resistencia pico, siendo la resistencia un valor de 26° , se obtiene un valor de ángulo de fricción residual de 10° .

10.2. Evaluación de la estabilidad de los diques

Para este fin se han realizado análisis de estabilidad post-sismo considerando el método de equilibrio límite y la resistencia residual normalizada de los suelos evaluada de acuerdo al apartado 10.1.

Para los análisis de estabilidad se ha considerado conservadoramente que el fenómeno de licuación se presentaría de forma generalizada en las zonas y profundidades definidas según la evaluación del potencial de licuefacción es decir se asumió que los materiales que podrían ser susceptibles a este fenómeno alcanzan su resistencia residual en forma generalizada y no por sectores como podría esperarse debido a la naturaleza lenticular de los depósitos aluviales en la desembocadura del río Casma.

La evaluación se realizó para el talud húmedo y talud seco del dique, donde para ser considerado estable este debe tener un factor de seguridad post-sismo igual o mayor a 1.0.

10.3. Parámetros de Resistencia

En la siguiente tabla se considera los parámetros de resistencia para la evaluación de la estabilidad de post-sismo de los diques, los parámetros serán los mismos a utilizarse en un análisis convencional, con la variación de que los suelos potencialmente licuables presentaran la resistencia residual como parámetros de entrada.

Tabla 42 Parámetros de Resistencia – Análisis Post-Sismo
(Elaboración propia, 2022)

Material	Parámetros de Resistencia		
	Peso Unitario (kN/m ³)	Cohesión c (kPa)	Angulo de fricción Φ (°)
Cuerpo de dique (material arenoso)	18.00	1	34
UG-01 (Suelo potencialmente licuable)	15.20	2.5	10
Enrocado	26.50	0	40

10.4. Resultados Obtenidos

Para los análisis se ha seleccionado las secciones más críticas de acuerdo a los perfiles geológicos – geotécnicos elaborados para la zona de estudio. Las salidas del análisis, presenta información de la sección geotécnica analizada, propiedades de los materiales y ubicación de la superficie de falla crítica con el menor factor de seguridad. En la siguiente tabla se presenta un resumen de los resultados obtenidos.

Tabla 43 Resultado del análisis de estabilidad Post-sismo
(Elaboración propia, 2022)

Dique	Sección	Análisis	Lado	Factor de Seguridad
DIPR-001-MI	0+140	Post-sismo	Húmedo	1.351
			Seco	1.134
	0+560	Post-sismo	Húmedo	1.298
			Seco	1.117
DIPR-002-MD	0+040	Post-sismo	Húmedo	1.219
			Seco	1.079
	0+460	Post-sismo	Húmedo	1.143
			Seco	1.216
	1+060	Post-sismo	Húmedo	1.169
			Seco	1.150

De los resultados mostrados en la Tabla 43, los factores de seguridad superan la unidad concluyendo que los diques no colapsan tras un evento sísmico que induzca la licuefacción en el suelo de cimentación.

Las salidas gráficas del análisis de estabilidad post-sismo se muestran en el anexo IV del presente informe.

11. Análisis de Infiltración en el Dique

Para determinar la infiltración generada sobre el talud de los diques de encauzamiento en el sector 1 – Río Casma, se utiliza el análisis de filtración, cuyo modelo construido consideró una carga de hidráulica asociada con la máxima avenida de diseño.

Generalmente el análisis básico consta de la elaboración de redes de flujo en 2 dimensiones, para estimar los comportamientos esperados. Las redes conforman un nivel adecuado de análisis y modelado, que permitan implementar decisiones y medidas adecuadas a los problemas de filtración.

Los problemas principales que se pueden derivar de procesos de filtración no controlados consisten en presiones excesivas en el agua por debajo de las capas impermeables superficiales presentes en el lado seco, aparición de eyecciones de arena ("sand boiling"), tubificación por debajo del dique o a través del mismo. Cada uno de estos fenómenos rompe con el equilibrio interno de los componentes del dique (presiones hidrostáticas excesivas), generando fisuras o canales (tubificación, eyecciones de arena), los cuales pueden degenerar en planos potenciales de falla, o arrastre de materiales internos y generación de espacios vacíos (tubos) que conllevan al colapso del terraplén.

Los 2 objetivos principales en la conformación del cuerpo de los diques de encauzamiento son:

- Que el conjunto alcance una permeabilidad tal que no se genere infiltración en el "lado seco" del dique. Es decir, que la infiltración que se produzca en el interior del cuerpo del dique alcance como máximo a la intersección de la base del "lado seco" con la proyección horizontal del terreno en el trasdós.
- Que el conjunto alcance una permeabilidad tal que durante el proceso de infiltración en el cuerpo del dique no se generen velocidades importantes con el consecuente arrastre de partículas de tamaños menores.

Con la finalidad de controlar las posibles fallas (erosión interna y tubificación), se establece un gradiente de ingreso y salida máximo admisible de **0.50**, en base a la tabla 9.18 del Manual Internacional de Diques (The International Levee Handbook, 2013), en diques evaluados para el tirante máximo de diseño. En cuanto al gradiente hidráulico en el cuerpo de dique se propone un valor máximo admisible de **0.20**, en diques evaluados para el tirante máximo de diseño.

Las permeabilidades de los materiales obtenidas para el análisis de infiltración se determinaron en el apartado 7.3 del presente informe, en la Tabla 44 se resume los parámetros utilizados.

Tabla 44 Permeabilidad de los materiales en el dique
(Elaboración propia, 2022)

Material	k (m/s)
Cuerpo de dique (material de préstamo)	1.56×10^{-5}

Material	k (m/s)
Cuerpo de dique (material arenoso)	1.00×10^{-4}
UG-01	2.76×10^{-5}
UG-02	9.39×10^{-7}
UG-03	3.56×10^{-5}
UG-04	1.00×10^{-5}
Enrocado	1
DIEX-001-MD (Dique existente)	2.35×10^{-4}
DIEX-002-MI (Dique existente)	2.46×10^{-4}

La verificación del gradiente hidráulico consistió en la evaluación de las secciones críticas con los mayores tirantes de agua. La Tabla 45 muestra las secciones con mayor altura de terraplén y tirante de agua, identificadas en cada dique.

Tabla 45 Secciones con mayor tirante de agua
(Elaboración propia, 2022)

Dique	Sección Analizada	Altura de talud húmedo (m)	Tirante de agua (m)
DIPR-001-MI	0+140	2.14	0.94
	0+560	2.87	1.70
	2+920	1.61	0.52
	3+220	4.49	3.29
	3+660	3.82	3.25
DIPR-002-MD	0+040	2.46	1.59
	0+460	2.69	1.47
	1+060	3.68	1.74
	2+660	3.43	2.33
	2+980	3.65	2.66
	3+960	2.45	1.60

En la tabla a continuación, se muestra el resumen de resultados del análisis de infiltración de los diques:

Tabla 46 Resultado del análisis de infiltración
(Elaboración propia, 2022)

Dique	Sección Analizada	Gradiente de Salida en la cimentación	Gradiente de salida en base de dique (cara seca)	Velocidad de flujo en cimentación (m/s)	Velocidad de flujo en cuerpo de dique (m/s)
DIPR-001-MI	0+140	0.202	0.133	5.202×10^{-6}	1.449×10^{-5}
	0+560	0.173	0.214	4.784×10^{-6}	1.372×10^{-5}

Dique	Sección Analizada	Gradiente de Salida en la cimentación	Gradiente de salida en base de dique (cara seca)	Velocidad de flujo en cimentación (m/s)	Velocidad de flujo en cuerpo de dique (m/s)
	2+920	0.353	0.186	7.125×10^{-6}	2.606×10^{-5}
	3+220	0.176	0.285	6.229×10^{-6}	6.546×10^{-5}
	3+660	0.269	0.259	8.400×10^{-6}	6.827×10^{-5}
DIPR-002-MD	0+040	0.173	0.220	3.047×10^{-6}	4.779×10^{-5}
	0+460	0.111	0.114	2.721×10^{-6}	9.335×10^{-5}
	1+060	0.332	0.254	7.874×10^{-6}	1.919×10^{-5}
	2+660	0.365	0.483	1.301×10^{-5}	7.234×10^{-5}
	2+980	0.202	0.181	6.071×10^{-6}	4.503×10^{-5}
	3+960	0.397	0.443	1.107×10^{-5}	9.191×10^{-5}

En el Anexo VI se muestra los análisis de infiltración.

De los resultados obtenidos para el análisis de infiltración, se obtienen los siguientes resultados:

Dique DIPR-001-MI – Prog. 0+140

- El gradiente hidráulico en el cuerpo del dique presenta valores promedios de 0.03, valor menor al gradiente máximo admisible de 0.20; además, las velocidades de flujo en el cuerpo del dique se encuentran en el rango de 1.449×10^{-6} m/s a 2.572×10^{-6} m/s, con lo cual se garantiza no generar un arrastre de partículas en el interior del cuerpo del dique.
- El gradiente hidráulico de salida en la cimentación no supera el valor del gradiente máximo admisible de salida, lo que garantiza que no se genere tubificaciones en la cimentación del lado seco del dique.

Dique DIPR-001-MI – Prog. 0+560

- El gradiente hidráulico en el cuerpo del dique presenta valores promedios de 0.05, valor menor al gradiente máximo admisible de 0.20; además, las velocidades de flujo en el cuerpo del dique se encuentran en el rango de 3.726×10^{-6} m/s a 1.372×10^{-5} m/s, con lo cual se garantiza no generar un arrastre de partículas en el interior del cuerpo del dique.
- El gradiente hidráulico de salida en la cimentación no supera el valor del gradiente máximo admisible de salida, lo que garantiza que no se genere tubificaciones en la cimentación del lado seco del dique.

Dique DIPR-001-MI – Prog. 2+920

- El gradiente hidráulico en el cuerpo del dique presenta valores promedios de 0.06, valor menor al gradiente máximo admisible de 0.20; además, las velocidades de flujo en el cuerpo del dique se encuentran en el rango de 7.153×10^{-6} m/s a 2.606×10^{-6} m/s, con lo cual se garantiza no generar un arrastre de partículas en el interior del cuerpo del dique.
- El gradiente hidráulico de salida en la cimentación no supera el valor del gradiente máximo admisible de salida, lo que garantiza que no se genere tubificaciones en la cimentación del lado seco del dique.

Dique DIPR-001-MI – Prog. 3+220

- El gradiente hidráulico en el cuerpo del dique presenta valores promedios de 0.09, valor menor al gradiente máximo admisible de 0.20; además, las velocidades de flujo en el cuerpo del dique se encuentran en el rango de 1.987×10^{-5} m/s a 6.546×10^{-5} m/s, con lo cual se garantiza no generar un arrastre de partículas en el interior del cuerpo del dique.
- El gradiente hidráulico de salida en la cimentación no supera el valor del gradiente máximo admisible de salida, lo que garantiza que no se genere tubificaciones en la cimentación del lado seco del dique.

Dique DIPR-001-MI – Prog. 3+660

- El gradiente hidráulico en el cuerpo del dique presenta valores promedios de 0.09, valor menor al gradiente máximo admisible de 0.20; además, las velocidades de flujo en el cuerpo del dique se encuentran en el rango de 1.225×10^{-5} m/s a 6.827×10^{-5} m/s, con lo cual se garantiza no generar un arrastre de partículas en el interior del cuerpo del dique.
- El gradiente hidráulico de salida en la cimentación no supera el valor del gradiente máximo admisible de salida, lo que garantiza que no se genere tubificaciones en la cimentación del lado seco del dique.

Dique DIPR-002-MD – Prog. 0+040

- El gradiente hidráulico en el cuerpo del dique presenta valores promedios de 0.04, valor menor al gradiente máximo admisible de 0.20; además, las velocidades de flujo en el cuerpo del dique se encuentran en el rango de 3.041×10^{-5} m/s a 5.991×10^{-5} m/s, con lo cual se garantiza no generar un arrastre de partículas en el interior del cuerpo del dique.
- El gradiente hidráulico de salida en la cimentación no supera el valor del gradiente máximo admisible de salida, lo que garantiza que no se genere tubificaciones en la cimentación del lado seco del dique.

Dique DIPR-002-MD – Prog. 0+460

- El gradiente hidráulico en el cuerpo del dique presenta valores promedios de 0.03, valor menor al gradiente máximo admisible de 0.20; además, las velocidades de flujo en el cuerpo del dique se encuentran en el rango de 2.513×10^{-5} m/s a 9.335×10^{-5} m/s, con lo cual se garantiza no generar un arrastre de partículas en el interior del cuerpo del dique.
- El gradiente hidráulico de salida en la cimentación no supera el valor del gradiente máximo admisible de salida, lo que garantiza que no se genere tubificaciones en la cimentación del lado seco del dique.

Dique DIPR-002-MD – Prog. 1+060

- El gradiente hidráulico en el cuerpo del dique presenta valores promedios de 0.05, valor menor al gradiente máximo admisible de 0.20; además, las velocidades de flujo en el cuerpo del dique se encuentran en el rango de 3.519×10^{-5} m/s a 1.919×10^{-5} m/s, con lo cual se garantiza no generar un arrastre de partículas en el interior del cuerpo del dique.
- El gradiente hidráulico de salida en la cimentación no supera el valor del gradiente máximo admisible de salida, lo que garantiza que no se genere tubificaciones en la cimentación del lado seco del dique.

Dique DIPR-002-MD – Prog. 2+660

- El gradiente hidráulico en el cuerpo del dique presenta valores promedios de 0.14, valor menor al gradiente máximo admisible de 0.20; además, las velocidades de flujo en el cuerpo del dique se encuentran en el rango de 1.566×10^{-5} m/s a 7.234×10^{-5} m/s, con lo cual se garantiza no generar un arrastre de partículas en el interior del cuerpo del dique.
- El gradiente hidráulico de salida en la cimentación no supera el valor del gradiente máximo admisible de salida, lo que garantiza que no se genere tubificaciones en la cimentación del lado seco del dique.

Dique DIPR-002-MD – Prog. 2+980

- El gradiente hidráulico en el cuerpo del dique presenta valores promedios de 0.05, valor menor al gradiente máximo admisible de 0.20; además, las velocidades de flujo en el cuerpo del dique se encuentran en el rango de 7.564×10^{-5} m/s a 4.503×10^{-5} m/s, con lo cual se garantiza no generar un arrastre de partículas en el interior del cuerpo del dique.
- El gradiente hidráulico de salida en la cimentación no supera el valor del gradiente máximo admisible de salida, lo que garantiza que no se genere tubificaciones en la cimentación del lado seco del dique.

Dique DIPR-002-MD – Prog. 3+960

- El gradiente hidráulico en el cuerpo del dique presenta valores promedios de 0.10, valor menor al gradiente máximo admisible de 0.20; además, las velocidades de flujo en el cuerpo del dique se encuentran en el rango de 3.550×10^{-5} m/s a 9.191×10^{-5} m/s, con lo cual se garantiza no generar un arrastre de partículas en el interior del cuerpo del dique.
- El gradiente hidráulico de salida en la cimentación no supera el valor del gradiente máximo admisible de salida, lo que garantiza que no se genere tubificaciones en la cimentación del lado seco del dique.

12. Asentamientos y Deformaciones

Un aspecto del comportamiento mecánico de los diques, de gran importancia para su diseño, es el de las deformaciones que sufrirá durante su vida útil. La evaluación debe analizar tanto los asentamientos asociados con la cimentación como con el cuerpo del dique, particularmente los que ocurrirán en forma posteriores a la etapa constructiva, y que pueden resultar en la pérdida del borde libre o daños al cuerpo del dique.

En diques constituidos y cimentados con suelos granulares, permeables y semipermeables, los asentamientos se presentan principalmente en la etapa de construcción (asentamientos inmediatos). Por otra parte, en el caso de los suelos impermeables (arcillas o limos), se asume que el asentamiento se presentará una vez finalizada la construcción (asentamientos por consolidación primaria y secundaria).

Se debe mencionar que el asentamiento total es un tipo de falla deseable en lugar del asentamiento diferencial, debido a que el segundo caso generalmente implica agrietamientos locales que comprometen el comportamiento del sistema de diques como un todo. Si se limitan o controlan los asentamientos diferenciales, el diseño se enfocará en conseguir que la elevación inicial del terraplén y su borde libre, posean la magnitud necesaria para mantener la operatividad de la obra.

De acuerdo con el USACE, es necesario realizar estudios detallados del asentamiento en diques, cuando se enfrente alguna de las siguientes condiciones:

- Cimentaciones constituidas por materiales muy blandos y comprensibles
- Materiales del cuerpo del dique de alto grado de compresibilidad
- La presencia de cargas que sobrepasen la capacidad de la cimentación.

Las tolerancias ante los asentamientos generalmente se definen según las funciones del diseño, buscando que su comportamiento como barrera ante el flujo de agua no se vea interferido, que la altura efectiva cumpla con sus funciones de protección y que no se altere la estabilidad del sistema. Una de las opciones que se emplea a fin de mitigar la pérdida de altura efectiva, consiste en incrementar el nivel final del dique mediante un porcentaje dado. Las tolerancias para este incremento, son medidas como un porcentaje de la altura de la sección transversal original del dique en rangos recomendados en el Manual de Diseño y Construcción de Diques de la USACE. Los porcentajes habituales son del 0% a 5% para las secciones de relleno compactado, de 5% a 10% para relleno semicompactado y 15% para rellenos no compactados.

12.1. Análisis de Asentamientos y Deformaciones

Debido a las características de las unidades geotécnicas presentes en la zona de estudio, la magnitud de los asentamientos por consolidación será despreciable y los asentamientos totales estarán gobernados por los asentamientos instantáneos. Por lo cual, los asentamientos ocurrirán de forma simultánea con la construcción de los diques.

Con el objeto de conocer la magnitud de los asentamientos fueron realizados análisis de esfuerzos y deformaciones por el método de elementos finitos con el programa PLAXIS 2D, el cual permite resolver problemas geotécnicos en condiciones de deformación plana o axisimétrica. Esto permite simular procesos de construcción y excavación, teniendo en cuenta la presencia del nivel freático.

El análisis empleó el modelo constitutivo Hardening Soil o de suelo con endurecimiento isotrópico el cual es un modelo avanzado capaz de simular el comportamiento de varios tipos de suelo tanto cohesivos como granulares. Considerado a este modelo como una aproximación de segundo orden y que constituye una variante elastoplástica del modelo hiperbólico que incorpora los parámetros resistentes.

Los parámetros empleados para el modelo constitutivo Hardening Soil fueron calibrados a partir de los parámetros resistentes y elásticos sustentados en el apartado 7.1 y 7.2 del presente informe, y se resumen en la Tabla 47.

Tabla 47 Parámetros del modelo Hardening Soil
(Elaboración propia, 2022)

Símbolo	Descripción	Enrocado	Cuerpo de dique (material de préstamo)	Cuerpo de dique (material arenoso)	UG-01	UG-02	UG-03	UG-04	Unidades
γ_{unsat}	Peso específico no saturado	26.5	21	18	15.2	18.5	23	23.5	kN/m ³
γ_{sat}	Peso específico saturado	27.5	22	19	16.2	19.5	24	24.5	kN/m ³

Símbolo	Descripción	Enrocado	Cuerpo de dique (material de préstamo)	Cuerpo de dique (material arenoso)	UG-01	UG-02	UG-03	UG-04	Unidades
C'	Cohesión efectiva	0	5	1	7	5	0	5	kPa
ϕ'	Ángulo de fricción efectivo	40	41	34	26	34	37	38	°
ψ	Ángulo de dilatación $\psi (^\circ) = \phi' - 30^\circ$	10	11	4	0	4	7	8	°
E_{50}	Rigidez al 50% del esfuerzo de rotura	100000	62500	55000	15250	45000	20000	52000	kPa
E_{ed}	Rigidez tangente para carga primaria edométrica. $E_{ed}(kPa) = 0.8 * E_{50}(kPa)$	80000	50000	44000	12200	36000	16000	41600	kPa
E_{ur}	Rigidez en descarga – recarga. $E_{ur}(kPa) = 3 * E_{50}(kPa)$	300000	187500	165000	45750	13500	60000	156000	kPa
m	Dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos m = 0.9 (Suelos granulares) m = 0.5 (Suelos cohesivos)	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	--
ν'_{ur}	Relación de Poisson en descarga-recarga	0.30	0.28	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	--
σ'_{ref}	Esfuerzo de referencia	100	100	100	100	100	100	100	kPa
K_0	Coefficiente de presión lateral de tierras Suelos Granulares: $K_0 = 1 - \sin \phi'$ Suelos Cohesivos: $K_0 = (1 - \sin \phi')\sqrt{OCR}$	0.3572	0.3439	0.4408	0.5616	0.4408	0.3982	0.3843	--
R _f	Relación de falla	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	--

Tabla 48 Parámetros del modelo Hardening Soil – Diques Existentes
(Elaboración propia, 2022)

Símbolo	Descripción	Cuerpo de dique existente DIEX-001-MD	Cuerpo de dique existente DIEX-002-MI	Unidades
γ_{unsat}	Peso específico no saturado	18.3	19.5	kN/m ³
γ_{sat}	Peso específico saturado	19.3	20.5	kN/m ³
C'	Cohesión efectiva	5	1	kPa
ϕ'	Ángulo de fricción efectivo	32	37	°
ψ	Ángulo de dilatación $\psi (^\circ) = \phi' - 30^\circ$	2	7	°
E_{50}	Rigidez al 50% del esfuerzo de rotura	55000	55000	kPa
E_{ed}	Rigidez tangente para carga primaria edométrica. $E_{ed}(kPa) = 0.8 * E_{50}(kPa)$	44000	44000	kPa
E_{ur}	Rigidez en descarga – recarga. $E_{ur}(kPa) = 3 * E_{50}(kPa)$	165000	165000	kPa
m	Dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos $m = 0.9$ (Suelos granulares) $m = 0.5$ (Suelos cohesivos)	0.9	0.9	--
ν'_{ur}	Relación de Poisson en descarga-recarga (0.25 a 0.30)	0.30	0.30	--
σ'_{ref}	Esfuerzo de referencia	100	100	kPa
K_0	Coeficiente de presión lateral de tierras Suelos Granulares: $K_0 = 1 - \sin \phi'$ Suelos Cohesivos: $K_0 = (1 - \sin \phi')\sqrt{OCR}$	0.4701	0.3982	--
R_i	Relación de falla	0.9	0.9	--

El análisis de asentamientos y deformaciones consideró todas las etapas constructivas de los diques: excavación, conformación de capas de relleno hasta la corona del dique y la colocación de enrocado.

Se elaboró un modelo numérico para la sección de mayor altura de cada uno de los diques y se analizó una sección crítica por cada tipo de solución.

En cada una de las secciones analizadas se colocaron puntos de deformaciones (1 al 7) para evaluar los asentamientos y deformaciones en puntos representativos de la geometría del dique:

Ilustración 29. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-001-MI - Sección 0+140
(Elaboración propia, 2022)

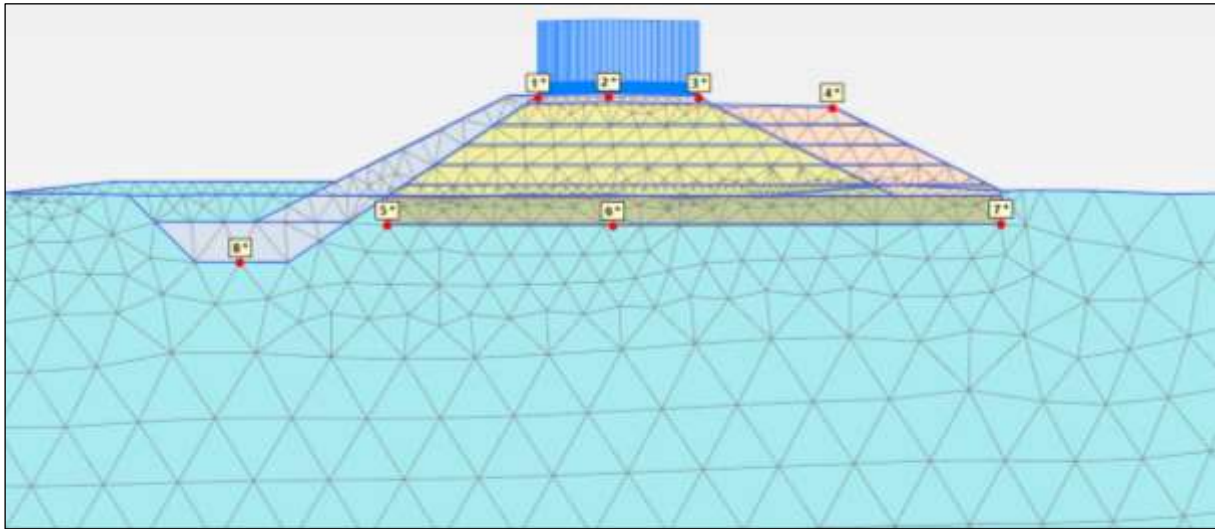


Ilustración 30. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-001-MI - Sección 0+560
(Elaboración propia, 2022)

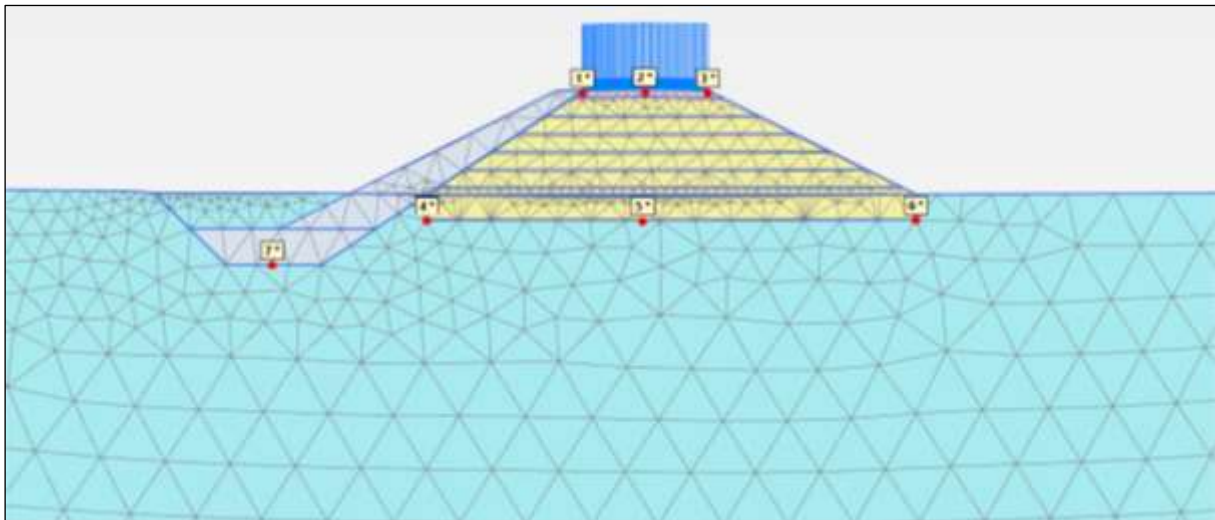


Ilustración 31. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-001-MI - Sección 2+920
(Elaboración propia, 2022)

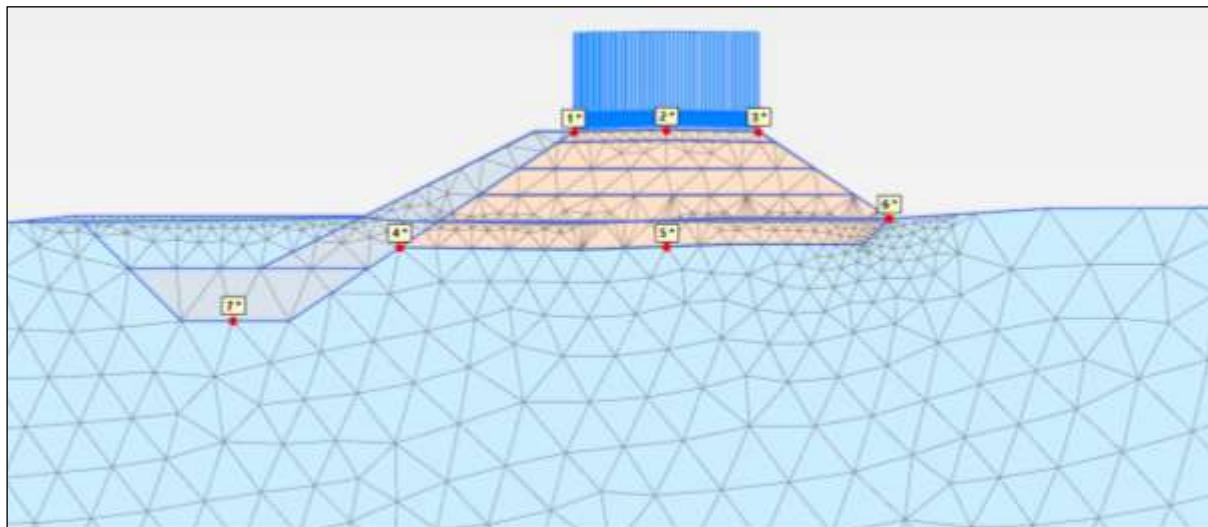


Ilustración 32. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-001-MI - Sección 3+220
(Elaboración propia, 2022)

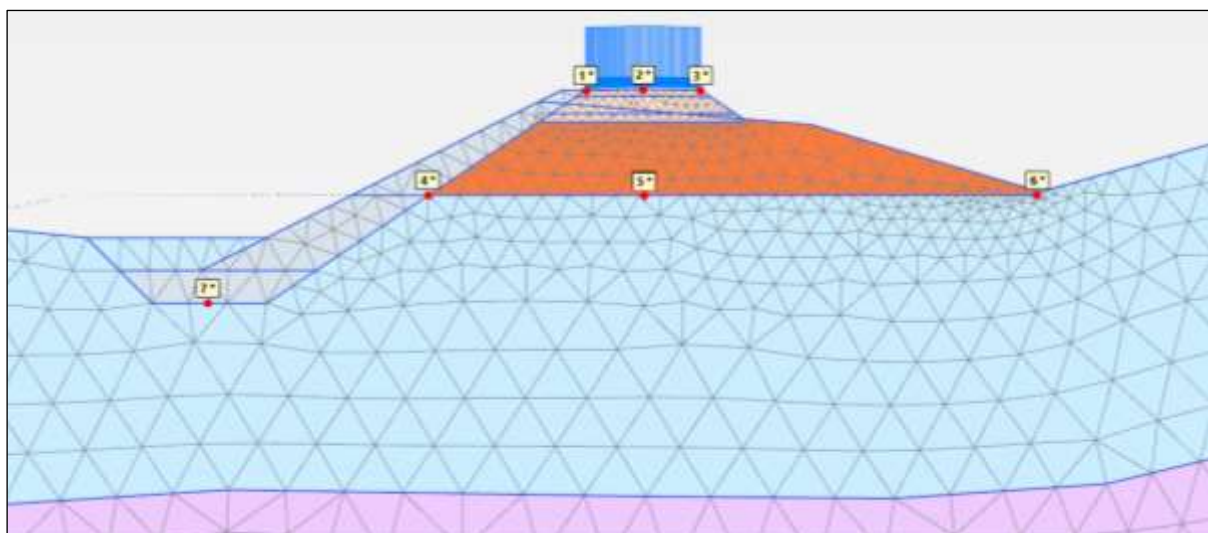


Ilustración 33. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-001-MI - Sección 3+660
(Elaboración propia, 2022)

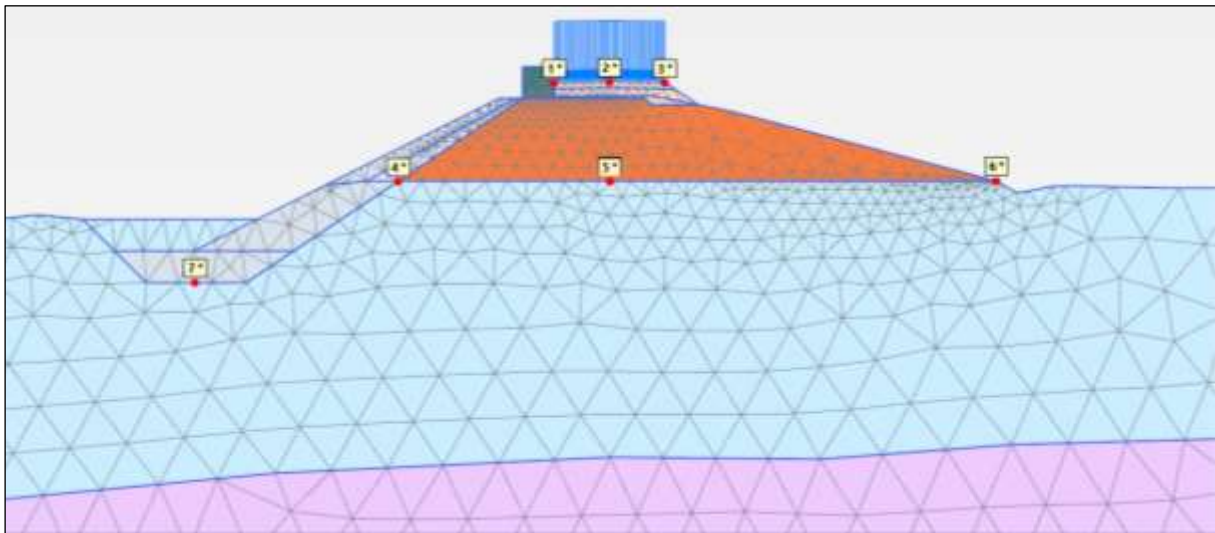


Ilustración 34. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-002-MD - Sección 0+040
(Elaboración propia, 2022)

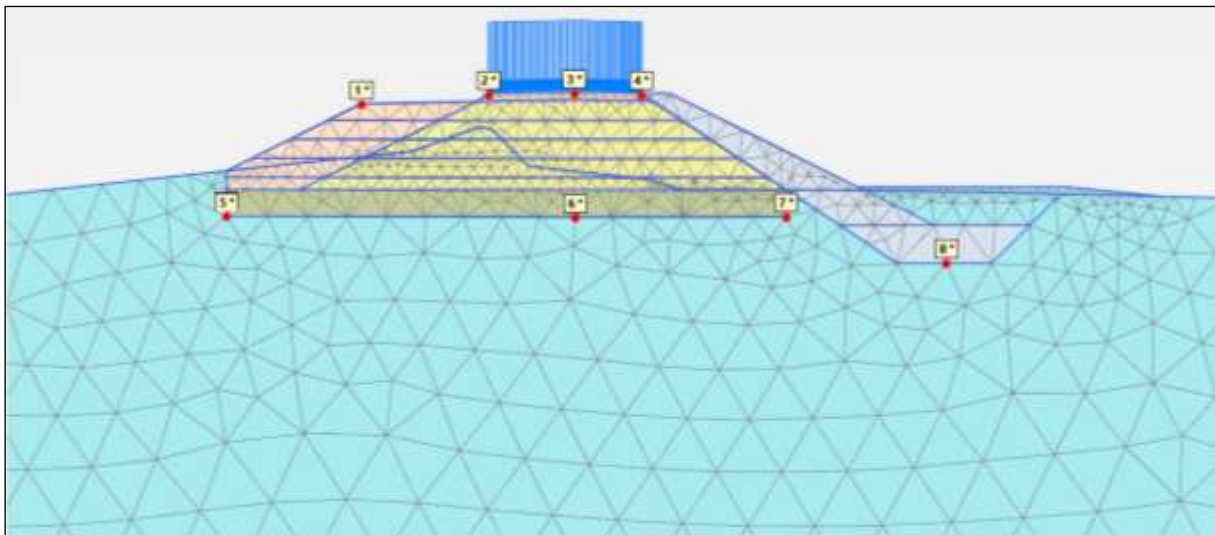


Ilustración 35. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-002-MD - Sección 0+460
(Elaboración propia, 2022)

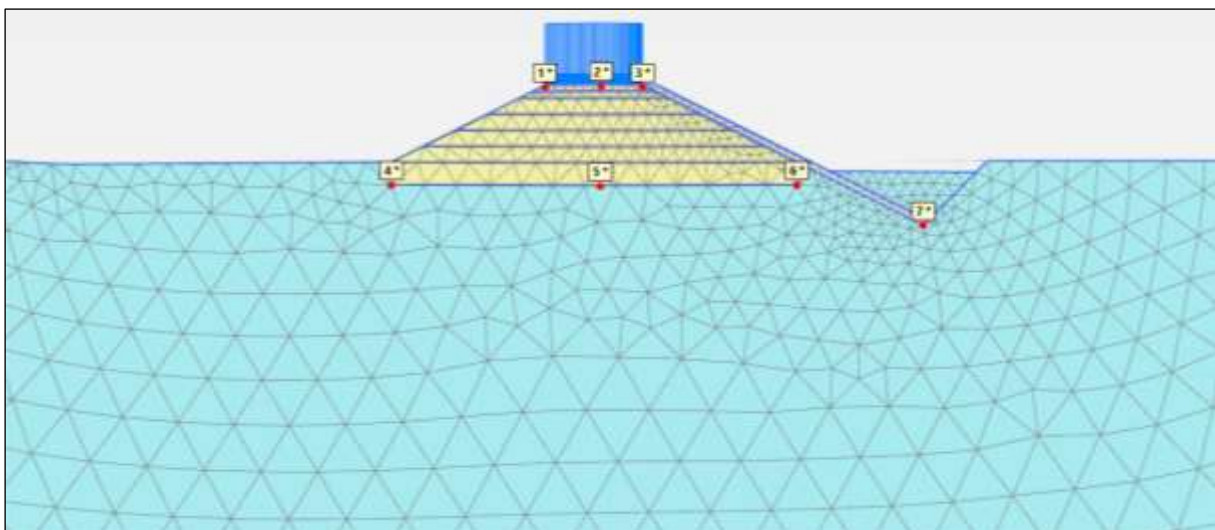


Ilustración 36. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-002-MD - Sección 1+060
(Elaboración propia, 2022)

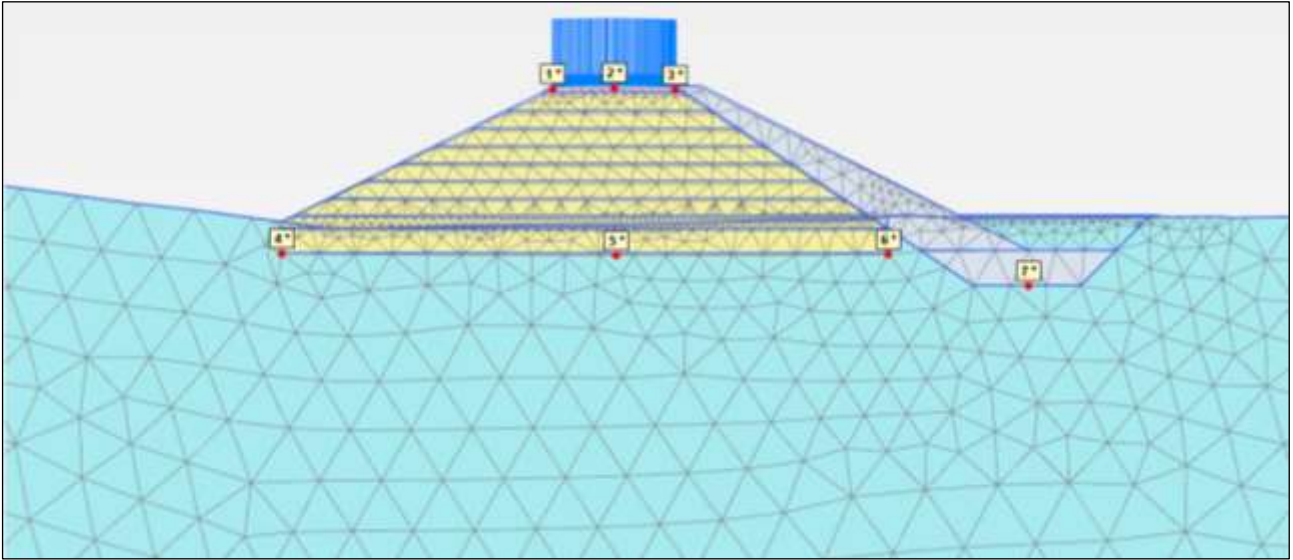


Ilustración 37. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-002-MD - Sección 2+660
(Elaboración propia, 2022)

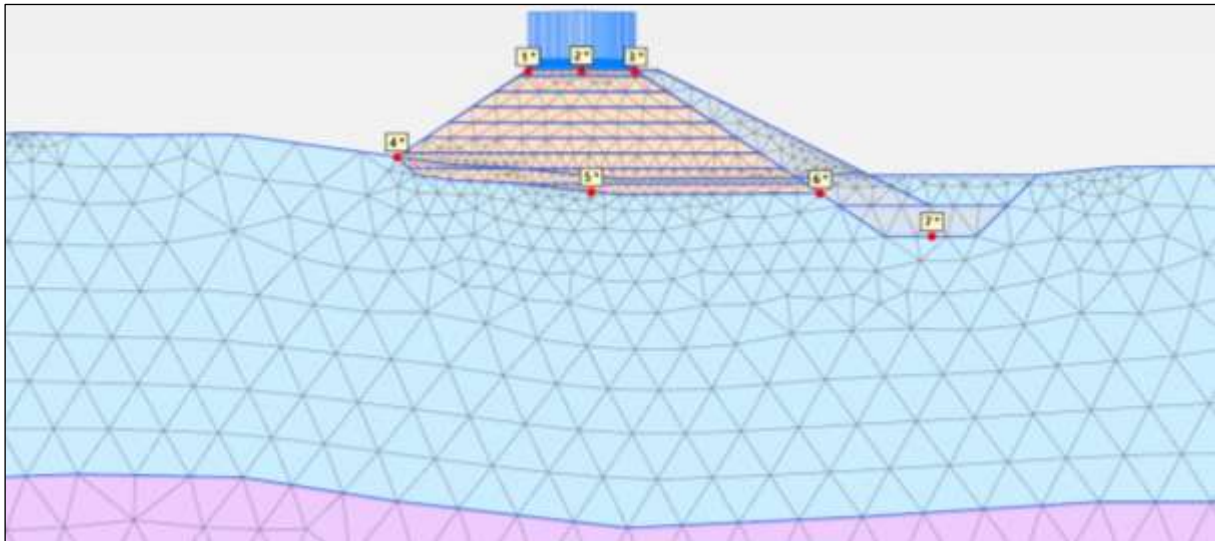


Ilustración 38. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-002-MD - Sección 2+980
(Elaboración propia, 2022)

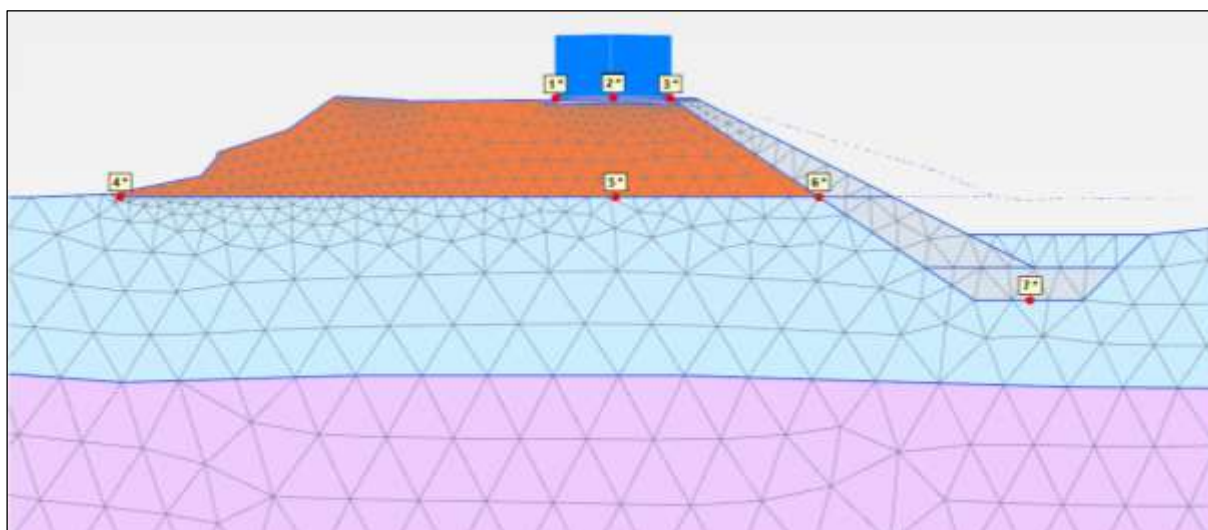
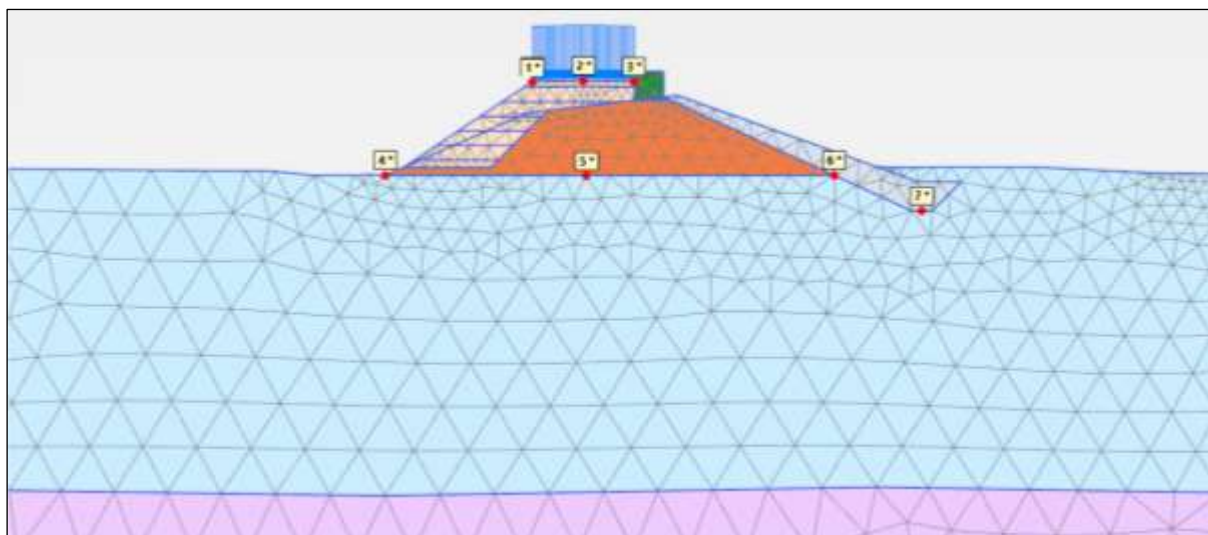


Ilustración 39. Ubicación de puntos de control en Dique DIPR-002-MD - Sección 3+960
(Elaboración propia, 2022)



En cada una de las secciones mostradas fueron realizados dos tipos de análisis de deformaciones:

12.1.1. Asentamiento en Condición Estática

Análisis de cada una de las etapas hasta culminar la construcción del dique. Considera el peso propio de los materiales y la aplicación de una carga de 12 kN/m que simula posible circulación de vehículos durante la etapa constructiva. En la Tabla 49 se presentan los resultados del análisis por el método de elementos finitos:

Tabla 49 Resultados del modelamiento numérico – Asentamiento
(Elaboración propia, 2022)

Dique	Sección	Altura "H" (m)	Punto de control	Asentamiento "Si" (mm)	Si / H (%)
DIPR-001-MI	0+140	3.23	1	67.02	2.07%
			2	67.99	2.10%
			3	63.54	1.97%

Dique	Sección	Altura "H" (m)	Punto de control	Asentamiento "Si" (mm)	Si / H (%)
			4	0.04	0.00%
			5	33.56	1.04%
			6	54.62	1.69%
			7	15.07	0.47%
			8	14.80	0.46%
DIPR-001-MD	0+560	3.64	1	78.11	2.15%
			2	76.16	2.09%
			3	68.68	1.89%
			4	36.23	1.00%
			5	56.64	1.56%
			6	17.02	0.47%
			7	12.23	0.34%
DIPR-001-MI	2+920	2.22	1	29.30	1.32%
			2	29.10	1.31%
			3	24.15	1.09%
			4	13.16	0.59%
			5	24.67	1.11%
			6	9.59	0.43%
			7	3.75	0.17%
DIPR-001-MI	3+220	3.23	1	13.35	0.41%
			2	14.46	0.45%
			3	11.58	0.36%
			4	1.39	0.04%
			5	8.34	0.26%
			6	0.00	0.00%
			7	5.77	0.18%
DIPR-001-MI	3+660	3.15	1	22.32	0.71%
			2	16.18	0.51%
			3	11.63	0.37%
			4	12.66	0.40%
			5	8.77	0.28%
			6	0.28	0.01%
			7	1.12	0.04%
DIPR-002-MD	0+040	3.27	1	33.33	1.02%
			2	53.35	1.63%
			3	60.99	1.87%
			4	63.29	1.94%
			5	13.95	0.43%
			6	46.58	1.42%
			7	33.87	1.04%
			8	12.64	0.39%
DIPR-002-MD	0+460	3.12	1	65.28	2.09%

Dique	Sección	Altura "H" (m)	Punto de control	Asentamiento "Si" (mm)	Si / H (%)
			2	69.20	2.22%
			3	67.63	2.17%
			4	25.41	0.81%
			5	57.69	1.85%
			6	28.89	0.93%
			7	6.51	0.21%
DIPR-002-MD	1+060	4.79	1	92.62	1.93%
			2	100.18	2.09%
			3	102.84	2.15%
			4	21.40	0.45%
			5	72.53	1.51%
			6	41.13	0.86%
			7	17.35	0.36%
DIPR-002-MD	2+660	3.95	1	41.10	1.04%
			2	46.49	1.18%
			3	47.50	1.20%
			4	12.05	0.31%
			5	36.89	0.93%
			6	17.14	0.43%
			7	0.71	0.02%
DIPR-002-MD	2+980	3.05	1	4.85	0.16%
			2	7.87	0.26%
			3	7.19	0.24%
			4	0.04	0.00%
			5	3.48	0.11%
			6	2.28	0.07%
			7	2.51	0.08%
DIPR-002-MD	3+960	3.27	1	16.69	0.51%
			2	16.17	0.49%
			3	14.09	0.43%
			4	2.77	0.08%
			5	10.49	0.32%
			6	1.09	0.03%
			7	0.47	0.01%

De los resultados obtenidos se distinguen los siguientes comportamientos:

DIPR-001-MI – Prog. 0+140

- El máximo asentamiento en la corona es de 67.99 mm, ocurre en el punto de control n°2 y representa 1.97% de la altura del dique.

- El máximo asentamiento en la base es de 54.62 mm, ocurre en el punto de control n°6 y representa 1.69% de la altura del dique.
- El asentamiento en la uña del enrocado es de 14.80 mm y se muestra en el punto de control n°8.

DIPR-001-MI – Prog. 0+560

- El máximo asentamiento en la corona es de 78.11 mm, ocurre en el punto de control n°1 y representa 2.15% de la altura del dique.
- El máximo asentamiento en la base es de 56.64 mm, ocurre en el punto de control n°5 y representa 1.56% de la altura del dique.
- El asentamiento en la uña del enrocado es de 12.23 mm y se muestra en el punto de control n°7.

DIPR-001-MI – Prog. 2+920

- El máximo asentamiento en la corona es de 29.30 mm, ocurre en el punto de control n°1 y representa 1.32% de la altura del dique.
- El máximo asentamiento en la base es de 24.67 mm, ocurre en el punto de control n°5 y representa 1.11% de la altura del dique.
- El asentamiento en la uña del enrocado es de 3.75 mm y se muestra en el punto de control n°7.

DIPR-001-MI – Prog. 3+220

- El máximo asentamiento en la corona es de 14.46 mm, ocurre en el punto de control n°2 y representa 0.45% de la altura del dique.
- El máximo asentamiento en la base es de 8.34 mm, ocurre en el punto de control n°5 y representa 0.26% de la altura del dique.
- El asentamiento en la uña del enrocado es de 5.77 mm y se muestra en el punto de control n°7.

DIPR-001-MI – Prog. 3+660

- El máximo asentamiento en la corona es de 22.32 mm, ocurre en el punto de control n°1 y representa 0.71% de la altura del dique.
- El máximo asentamiento en la base es de 12.66 mm, ocurre en el punto de control n°4 y representa 0.40% de la altura del dique.
- El asentamiento en la uña del enrocado es de 1.12 mm y se muestra en el punto de control n°7.

DIPR-002-MD – Prog. 0+040

- El máximo asentamiento en la corona es de 63.29 mm, ocurre en el punto de control n°4 y representa 1.94% de la altura del dique.

- El máximo asentamiento en la base es de 46.58 mm, ocurre en el punto de control n°6 y representa 1.42% de la altura del dique.
- El asentamiento en la uña del enrocado es de 12.64 mm y se muestra en el punto de control n°8.

DIPR-002-MD – Prog. 0+460

- El máximo asentamiento en la corona es de 69.20 mm, ocurre en el punto de control n°2 y representa 2.22% de la altura del dique.
- El máximo asentamiento en la base es de 57.69 mm, ocurre en el punto de control n°5 y representa 1.85% de la altura del dique.
- El asentamiento en la uña del enrocado es de 6.51 mm y se muestra en el punto de control n°7.

DIPR-002-MD – Prog. 1+060

- El máximo asentamiento en la corona es de 102.84 mm, ocurre en el punto de control n°3 y representa 2.15% de la altura del dique.
- El máximo asentamiento en la base es de 72.53 mm, ocurre en el punto de control n°5 y representa 1.51% de la altura del dique.
- El asentamiento en la uña del enrocado es de 17.35 mm y se muestra en el punto de control n°7.

DIPR-002-MD – Prog. 2+660

- El máximo asentamiento en la corona es de 47.50 mm, ocurre en el punto de control n°3 y representa 1.20% de la altura del dique.
- El máximo asentamiento en la base es de 36.89 mm, ocurre en el punto de control n°5 y representa 0.93% de la altura del dique.
- El asentamiento en la uña del enrocado es de 0.71 mm y se muestra en el punto de control n°7.

DIPR-002-MD – Prog. 2+980

- El máximo asentamiento en la corona es de 7.87 mm, ocurre en el punto de control n°2 y representa 0.26% de la altura del dique.
- El máximo asentamiento en la base es de 3.48 mm, ocurre en el punto de control n°5 y representa 0.11% de la altura del dique.
- El asentamiento en la uña del enrocado es de 2.51 mm y se muestra en el punto de control n°7.

DIPR-002-MD – Prog. 3+960

- El máximo asentamiento en la corona es de 16.69 mm, ocurre en el punto de control n°1 y representa 0.51% de la altura del dique.

- El máximo asentamiento en la base es de 10.49 mm, ocurre en el punto de control n°5 y representa 0.32% de la altura del dique.
- El asentamiento en la uña del enrocado es de 0.47 mm y se muestra en el punto de control n°7.

En todas las secciones se observa que los máximos asentamientos calculados representan menos del 2.5% de la altura del dique y se encuentran dentro del rango aceptable, de acuerdo con el Manual de Diseño y Construcción de Diques de la USACE, la tolerancia para el incremento de altura por asentamientos en secciones de relleno compactado es del 5%.

Debido a las características de las unidades geotécnicas presentes en la zona y las características del relleno del cuerpo del dique, detalladas en el apartado 7, todos los materiales son granulares, permeables y semipermeables. En consecuencia, los asentamientos ocurrirán de forma simultánea con la construcción de los diques, quedando garantizada su altura por los controles topográficos que serán efectuados luego de la conformación de cada una de las capas durante su construcción.

12.1.2. Deformaciones por Sismo

Análisis pseudoestático, simulando la ocurrencia de un sismo durante la vida útil del dique, posterior a la culminación de su construcción. Considera el peso propio de los materiales y la aplicación de un factor de aceleración de 0.222g (ver Tabla 52).

Los resultados del modelamiento numérico para el análisis de deformaciones por sismo se resumen en la Tabla 50:

Tabla 50 Resultados del modelamiento numérico – Deformaciones
(Elaboración propia, 2022)

Dique	Sección	Altura "H" (m)	Punto de Control	Asentamiento "Si" (mm)	Si / H (%)	Desplazamientos Horizontales (mm)	
						a _h (+)	a _h (-)
DIPR-001-MI	0+140	3.23	1	9.71	0.30%	-48.93	47.38
			2	7.47	0.23%	-47.88	49.00
			3	6.22	0.19%	-46.75	49.79
			4	0.01	0.00%	-45.29	48.55
			5	13.81	0.43%	-42.39	39.79
			6	7.99	0.25%	-42.93	42.95
			7	0.27	0.01%	-38.37	44.21
			8	11.52	0.36%	-40.24	36.82
DIPR-001-MI	0+560	3.64	1	11.73	0.32%	-51.60	55.07
			2	13.12	0.36%	-50.15	57.64
			3	17.01	0.47%	-49.24	59.59
			4	3.34	0.09%	-43.34	40.06
			5	11.82	0.32%	-43.16	46.52
			6	11.17	0.31%	-38.14	47.57
			7	2.03	0.06%	-39.17	36.56
DIPR-001-MI	2+920	2.22	1	1.70	0.08%	-41.87	41.86
			2	2.26	0.10%	-41.40	42.61

Dique	Sección	Altura "H" (m)	Punto de Control	Asentamiento "Si" (mm)	Si / H (%)	Desplazamientos Horizontales (mm)	
						a _x (+)	a _x (-)
			3	4.33	0.20%	-40.97	42.87
			4	2.14	0.10%	-37.69	39.64
			5	2.91	0.13%	-39.73	40.02
			6	4.62	0.21%	-40.49	40.27
			7	2.39	0.11%	-34.56	38.16
DIPR-001-MI	3+220	3.23	1	3.63	0.11%	-40.16	34.96
			2	1.80	0.06%	-39.26	35.57
			3	1.05	0.03%	-38.66	35.68
			4	5.53	0.17%	-33.97	30.11
			5	1.99	0.06%	-34.36	30.98
			6	0.01	0.00%	-33.62	24.65
			7	0.60	0.02%	-22.58	23.07
DIPR-001-MI	3+660	3.15	1	7.69	0.24%	-54.50	40.80
			2	6.21	0.20%	-47.29	40.97
			3	3.91	0.12%	-45.18	41.19
			4	10.97	0.35%	-41.98	30.96
			5	3.66	0.12%	-38.86	35.30
			6	1.65	0.05%	-30.09	32.28
			7	3.30	0.10%	-26.64	24.26
DIPR-002-MD	0+040	3.27	1	14.62	0.45%	-50.06	48.21
			2	9.81	0.30%	-51.17	50.13
			3	7.00	0.21%	-50.15	51.59
			4	6.13	0.19%	-48.34	52.78
			5	14.39	0.44%	-45.63	40.77
			6	6.78	0.21%	-43.92	45.99
			7	2.30	0.07%	-40.26	45.59
			8	1.77	0.05%	-36.24	42.47
DIPR-002-MD	0+460	3.12	1	13.34	0.43%	-60.89	56.86
			2	9.93	0.32%	-59.32	59.65
			3	8.76	0.28%	-57.86	62.94
			4	12.20	0.39%	-50.85	46.95
			5	9.02	0.29%	-50.86	49.86
			6	3.42	0.11%	-47.33	51.45
			7	3.91	0.13%	-43.72	39.32
DIPR-002-MD	1+060	4.79	1	18.35	0.38%	-69.21	60.44
			2	14.23	0.30%	-66.13	61.49
			3	12.34	0.26%	-62.35	63.55
			4	8.87	0.19%	-49.14	46.77
			5	11.31	0.24%	-50.19	51.07
			6	2.34	0.05%	-44.21	52.09
			7	1.81	0.04%	-41.46	48.03
DIPR-002-MD	2+660	3.95	1	6.40	0.16%	-39.42	39.14

Dique	Sección	Altura "H" (m)	Punto de Control	Asentamiento "Si" (mm)	Si / H (%)	Desplazamientos Horizontales (mm)	
						a _h (+)	a _h (-)
			2	3.65	0.09%	-39.29	39.56
			3	2.52	0.06%	-38.27	40.08
			4	3.65	0.09%	-34.49	34.87
			5	3.92	0.10%	-32.15	33.72
			6	0.04	0.00%	-29.93	32.04
			7	0.03	0.00%	-27.72	27.88
DIPR-002-MD	2+980	3.05	1	2.06	0.07%	-29.11	30.71
			2	2.23	0.07%	-28.76	32.15
			3	3.93	0.13%	-27.98	33.21
			4	0.87	0.03%	-25.00	23.24
			5	2.58	0.08%	-25.26	28.34
			6	5.60	0.18%	-24.15	28.37
			7	0.65	0.02%	-16.98	17.42
DIPR-002-MD	3+960	3.27	1	9.03	0.28%	-46.37	41.08
			2	6.22	0.19%	-46.04	41.49
			3	4.82	0.15%	-44.78	42.30
			4	3.63	0.11%	-40.84	34.72
			5	5.16	0.16%	-37.99	36.31
			6	0.35	0.01%	-34.97	35.23
			7	1.11	0.03%	-32.79	30.47

De los resultados obtenidos para el análisis de deformación por sismo, se puede estimar la deformación vertical o asentamiento generado en la corona de los diques frente a la ocurrencia de un evento sísmico posterior a la culminación de su construcción.

DIPR-001-MD – Prog. 0+140

- El máximo asentamiento en la corona es de 9.71 mm, ocurre en el punto de control n°1 y representa 0.30% de la altura del dique.
- El máximo asentamiento en la base es de 13.81 mm, ocurre en el punto de control n°5 y representa 0.43% de la altura del dique.
- Para analizar los desplazamientos horizontales se calculó la diferencia entre el desplazamiento de los puntos de control más cercanos al centro de la base y la corona, obteniendo desplazamientos horizontales de 6.05 mm.

DIPR-001-MI – Prog. 0+560

- El máximo asentamiento en la corona es de 17.01 mm, ocurre en el punto de control n°3 y representa 0.47% de la altura del dique.
- El máximo asentamiento en la base es de 11.82 mm, ocurre en el punto de control n°5 y representa 0.32% de la altura del dique.

- Para analizar los desplazamientos horizontales se calculó la diferencia entre el desplazamiento de los puntos de control más cercanos al centro de la base y la corona, obteniendo desplazamientos horizontales de 11.12 mm.

DIPR-001-MI – Prog. 2+920

- El máximo asentamiento en la corona es de 4.33 mm, ocurre en el punto de control n°3 y representa 0.20% de la altura del dique.
- El máximo asentamiento en la base es de 4.62 mm, ocurre en el punto de control n°6 y representa 0.21% de la altura del dique.
- Para analizar los desplazamientos horizontales se calculó la diferencia entre el desplazamiento de los puntos de control más cercanos al centro de la base y la corona, obteniendo desplazamientos horizontales de 2.59 mm.

DIPR-001-MI – Prog. 3+220

- El máximo asentamiento en la corona es de 3.63 mm, ocurre en el punto de control n°1 y representa 0.11% de la altura del dique.
- El máximo asentamiento en la base es de 5.53 mm, ocurre en el punto de control n°4 y representa 0.17% de la altura del dique.
- Para analizar los desplazamientos horizontales se calculó la diferencia entre el desplazamiento de los puntos de control más cercanos al centro de la base y la corona, obteniendo desplazamientos horizontales de 4.90 mm.

DIPR-001-MI – Prog. 3+660

- El máximo asentamiento en la corona es de 7.69 mm, ocurre en el punto de control n°1 y representa 0.24% de la altura del dique.
- El máximo asentamiento en la base es de 10.97 mm, ocurre en el punto de control n°4 y representa 0.35% de la altura del dique.
- Para analizar los desplazamientos horizontales se calculó la diferencia entre el desplazamiento de los puntos de control más cercanos al centro de la base y la corona, obteniendo desplazamientos horizontales de 8.43 mm.

DIPR-002-MD – Prog. 0+040

- El máximo asentamiento en la corona es de 14.62 mm, ocurre en el punto de control n°1 y representa 0.45% de la altura del dique.
- El máximo asentamiento en la base es de 14.39 mm, ocurre en el punto de control n°5 y representa 0.44% de la altura del dique.

- Para analizar los desplazamientos horizontales se calculó la diferencia entre el desplazamiento de los puntos de control más cercanos al centro de la base y la corona, obteniendo desplazamientos horizontales de 6.23 mm.

DIPR-002-MD – Prog. 0+460

- El máximo asentamiento en la corona es de 13.34 mm, ocurre en el punto de control n°1 y representa 0.43% de la altura del dique.
- El máximo asentamiento en la base es de 12.20 mm, ocurre en el punto de control n°4 y representa 0.39% de la altura del dique.
- Para analizar los desplazamientos horizontales se calculó la diferencia entre el desplazamiento de los puntos de control más cercanos al centro de la base y la corona, obteniendo desplazamientos horizontales de 9.79 mm.

DIPR-002-MD – Prog. 1+060

- El máximo asentamiento en la corona es de 18.35 mm, ocurre en el punto de control n°1 y representa 0.38% de la altura del dique.
- El máximo asentamiento en la base es de 11.31 mm, ocurre en el punto de control n°5 y representa 0.24% de la altura del dique.
- Para analizar los desplazamientos horizontales se calculó la diferencia entre el desplazamiento de los puntos de control más cercanos al centro de la base y la corona, obteniendo desplazamientos horizontales de 15.94 mm.

DIPR-002-MD – Prog. 2+660

- El máximo asentamiento en la corona es de 6.40 mm, ocurre en el punto de control n°1 y representa 0.16% de la altura del dique.
- El máximo asentamiento en la base es de 3.92 mm, ocurre en el punto de control n°5 y representa 0.10% de la altura del dique.
- Para analizar los desplazamientos horizontales se calculó la diferencia entre el desplazamiento de los puntos de control más cercanos al centro de la base y la corona, obteniendo desplazamientos horizontales de 7.14 mm.

DIPR-002-MD – Prog. 2+980

- El máximo asentamiento en la corona es de 3.93 mm, ocurre en el punto de control n°3 y representa 0.13% de la altura del dique.
- El máximo asentamiento en la base es de 5.60 mm, ocurre en el punto de control n°6 y representa 0.18% de la altura del dique.

- Para analizar los desplazamientos horizontales se calculó la diferencia entre el desplazamiento de los puntos de control más cercanos al centro de la base y la corona, obteniendo desplazamientos horizontales de 3.81 mm.

DIPR-002-MD – Prog. 3+960

- El máximo asentamiento en la corona es de 9.03 mm, ocurre en el punto de control n°1 y representa 0.28% de la altura del dique.
- El máximo asentamiento en la base es de 5.16 mm, ocurre en el punto de control n°5 y representa 0.16% de la altura del dique.
- Para analizar los desplazamientos horizontales se calculó la diferencia entre el desplazamiento de los puntos de control más cercanos al centro de la base y la corona, obteniendo desplazamientos horizontales de 8.05 mm.

13. Capacidad Admisible de Cimentación

Este análisis consiste en determinar la capacidad admisible y el asentamiento esperado por las cargas impuestas de los diques proyectados y de acuerdo al tipo de terreno a nivel de cimentación.

La evaluación de la carga admisible de diseño de una cimentación se realiza verificando su resistencia frente a una falla por corte del terreno, así como comprobando que los asientos inducidos son admisibles.

El límite de la presión que puede aplicarse sobre formaciones granulares está limitado normalmente por razones de asiento, aunque por seguridad se han considerado los dos criterios.

A la vista del perfil geológico-geotécnico, los diques se apoyan en las gravas pobremente gradadas en matriz arenosa con compacidad medianamente densa a densa. Para cubrir posibles incertidumbres ante la variabilidad del suelo en estos primeros metros, de forma conservadora, se ha considerado que las cimentaciones apoyan sobre las gravas medianamente densas para el cálculo de carga admisible por criterio de falla al corte.

La carga admisible por criterio de falla al corte se ha determinado mediante la expresión de Brinch-Hansen, la cual se cita a continuación:

FORMULACIÓN

Expresión de Brinch - Hansen

Presión de hundimiento

$$P_{v,h} = \underbrace{q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q}_{\text{factor de embebimiento}} + \underbrace{c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c}_{\text{factor de cohesión}} + \underbrace{\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma}_{\text{factor de rozamiento}}$$

Siendo:

$P_{v,h}$	Presión de hundimiento
q	Sobrecarga actuante a nivel del plano de cimentación
c	Cohesión de cálculo
γ	Peso específico del terreno
B^*	Anchura equivalente del cimiento
N_q, N_c, N_γ	Factores adimensionales función del rozamiento interno
d, i, s, t, r	Factores que indican el efecto de la resistencia al corte del terreno, la inclinación de la carga, la forma de la cimentación, la proximidad a un talud y la inclinación del plano de apoyo

La carga admisible por criterio de asientos se ha calculado mediante la metodología elástica de Steinbrenner, determinando cuál es la carga neta que induce el asiento admisible (2.5 cm). Posteriormente se suma la sobrecarga de tierras para obtener la carga admisible.

FORMULACIÓN

El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:

$$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1 (A, B, z) - N \phi_2 (A, B, z))$$

donde: q = presión unitaria aplicada
 E = módulo elástico
 A = lado mayor
 B = ancho de la cimentación (lado menor)
 $M = 1 - \nu^2$
 $N = 1 - \nu \cdot 2 \nu^2$
 $n = z/B$
 $m = A/B$

$$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{5/4} + n}{(1+n^2+m^2)^{5/4} - n} \right) + n \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{5/4} + 1}{(1+n^2+m^2)^{5/4} - 1} \right) \right\}$$

$$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \text{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{5/4}}$$

Debido a que el ancho de la base varía dependiendo de la altura del dique en el sector analizado, para la estimación de la capacidad de carga, de forma conservadora, se consideró un ancho de cimentación conservador de 3.00 m y una profundidad de cimentación de 0.50 m. Esta estimación es conservadora, debido a que en el cálculo de capacidad de carga admisible, para una misma profundidad y material de cimentación, en una cimentación de ancho mayor tendrá también una mayor capacidad portante.

Siguiendo las metodologías de cálculo indicadas se han obtenido los siguientes valores de carga admisible. Se adopta como valor de diseño la mínima entre ambas.

Tabla 51 Carga admisible de diseño
(Elaboración propia, 2022)

Dique	D. (m)	B (m)	Carga admisible por criterio de asiento (kg/cm ²)	Carga admisible por criterio de falla al corte (kg/cm ²)	Carga admisible de diseño (kg/cm ²)	Carga actuante (kg/cm ²)
DIPR-001-MI (Prog. 0+000 a 0+550) sin refuerzo	0.50	3.00	1.56	0.33	0.33	0.67
DIPR-001-MI (Prog. 0+000 a 0+550) con refuerzo	0.70	3.00	1.56	1.54	1.54	0.67
DIPR-001-MI (Prog. 0+550 a 2+880)	0.50	3.00	1.56	0.90	0.90	0.72
DIPR-001-MI (Prog. 2+880 a 5+397.22)	0.50	3.00	2.10	5.02	2.10	0.71
DIPR-002-MD (Prog. 0+000 a 0+200) sin refuerzo	0.50	3.00	1.56	0.33	0.33	0.62
DIPR-002-MD (Prog. 0+000 a 0+200) con refuerzo	0.70	3.00	1.56	1.54	1.54	0.62
DIPR-002-MD (Prog. 0+200 a 2+590)	0.50	3.00	1.56	0.90	0.90	0.88
DIPR-002-MD (Prog. 2+590 a 5+064.29)	0.50	3.00	1.95	5.02	1.95	0.87

Se observa que en el sector de desembocadura (Prog 0+000 a 0+550 del dique de margen izquierda y Prog 0+000 a 0+200 del dique de margen derecha), la capacidad portante del material de cimentación es muy baja, por lo cual se implementa un reforzamiento en la cimentación por medio de geosintéticos, de esta forma se mejora la capacidad portante del suelo de cimentación en el sector.

De esta forma la capacidad de carga admisible del terreno resulta mayor a los esfuerzos actuantes en la base del dique. Por lo tanto, no se esperan problemas asociados con la capacidad de carga del terreno.

14. Análisis de Estabilidad de Diques

14.1. Metodología de análisis

Para el análisis de la estabilidad de los diques, se ha utilizado el programa computacional SLIDE, versión 8.0 (Rocscience, 2018). Este programa de análisis de estabilidad de taludes completamente integrado, permite desarrollar la geometría del talud interactivamente y la definición de los tipos y propiedades de los materiales.

El análisis para calcular el factor de seguridad se lleva a cabo en forma bidimensional usando el concepto de equilibrio límite, aproximando el problema a un estado de deformación plana. El programa tiene la opción de utilizar diferentes métodos de análisis de estabilidad de manera simultánea; sin embargo, para el presente análisis se ha utilizado el Método de Spencer de dovelas para el cálculo de superficies de falla.

La superficie de falla crítica, definida como aquella que proporciona el menor factor de seguridad, fue encontrada en forma interactiva modificando las condiciones de búsqueda de la misma, evaluándose superficies de falla circular.

14.2. Aceleración sísmica horizontal de diseño

Las condiciones de carga sísmica fueron simuladas usando el método pseudoestático, que consiste en aplicar cargas sísmicas equivalentes en estructuras de tierra. Los análisis pseudoestáticos conservadoramente modelan los eventos sísmicos, con una aceleración constante que normalmente es una fracción de la aceleración pico que actúa en una sola dirección.

En base a la recomendación de las USACE (Hynes y Franklin, 1984), se considera un valor máximo de coeficiente sísmico igual a $\frac{1}{2}$ de la aceleración pico del suelo (PGA).

De acuerdo a lo referido, el coeficiente sísmico horizontal utilizado por sector se muestra a continuación:

Tabla 52 Coeficientes Sísmicos – Sector 1 – Río Casma
(Elaboración propia, 2022)

Tramo (Eje de Río)	Coeficiente Sísmico
Progresiva 0+000 a 5+500	0.222

14.3. Parámetros de Resistencia de Suelos

El material de los diques se consideró que estará constituido principalmente por agregados provenientes de cantera, con una gradación específica que cumpla con los requisitos de compactación que serán establecidos en las especificaciones técnicas de diseño definitivo, se usaron parámetros de resistencia al corte compatibles con dichas características.

En la Tabla 53 se resumen los parámetros de resistencia para las secciones de análisis.

Tabla 53 Parámetros de Resistencia – Secciones de análisis

(Elaboración propia, 2022)

Material	Parámetros de Resistencia		
	Peso Unitario (kN/m³)	Cohesión c (kPa)	Angulo de fricción ϕ (°)
Cuerpo de dique (material de préstamo)	21.00	5	41
Cuerpo de dique (material arenoso)	18.00	1	34
UG-01	15.20	7	26
UG-02	18.50	5	34
UG-03	23.00	0	37
UG-04	23.50	5	38
Enrocado	26.50	0	40
DIEX-001-MD	18.30	5	32
DIEX-002-MI	19.50	1	37

14.4. Criterios de Estabilidad

El diseño geotécnico de los diques se ha llevado a cabo en base a los criterios de diseño que se describen en la tabla siguiente:

Tabla 54 Criterios de Diseño Geotécnico
(Elaboración propia, 2022)

Descripción	Cantidad / Características	Comentario
Modelo de análisis (Equilibrio Límite)	Spencer	Evaluado por TYPESA
Modelo mecánico	Mohr Coulomb	Evaluado por TYPESA
Periodo de Retorno	475 años	Evaluado por TYPESA
Aceleración Pico del Terreno (PGA)	0.444g	Estudio de Peligro Sísmico
Coeficiente sísmico (0.5 PGA)	0.222g	Estudio de Peligro Sísmico
Factor de Seguridad (FS) Mínimo, condición estática a corto plazo Fin de Construcción	1.3	USACE
Factor de Seguridad (FS) Mínimo, condición estática a largo plazo Descenso de Nivel Repentino	1.5	USACE
Factor de Seguridad (FS) Mínimo, condición estática a largo plazo Filtraciones en Estado Estacionario	1.4	USACE

Descripción	Cantidad / Características	Comentario
Factor de Seguridad (FS) Mínimo, condición pseudo-estática Sismo	1.0	USACE

Los factores de seguridad mínimos permisibles empleados para la evaluación en condiciones estáticas se tomaron del manual de "Design and construction of levees - EM 1110-2-1913" desarrollado por el Cuerpo de ingenieros del Ejército de Estados Unidos (USACE, 2020). Así mismo, para la evaluación en condición pseudoestática se ha tomado como base lo indicado en el documento nacional "Norma y Reglamento de Seguridad de Presas en el Perú" (ANA, 2017), donde el mínimo F.S. para condición pseudoestática, para presas de material suelto es aquel comprendido entre 1.1 y 1.01 ($FS > 1.01$ y < 1.1) y la "Instrucción Nacional de Grandes Presas de España (1967), donde se determina un F.S. de 1.0 para presas homogéneas de tierra en distintas fases de la construcción.

14.5. Casos de carga analizados

De las distintas condiciones de carga a la que un dique y su fundación pueden estar sometidos, se evalúan 4 situaciones dominantes durante el chequeo de la estabilidad global del dique.

14.5.1. Fin de la Construcción

Se analiza la estabilidad física de los taludes, considerando los taludes finales al culminar la construcción de los diques. Debido a que los materiales de cimentación y cuerpo del dique presentan baja permeabilidad, fueron empleados parámetros efectivos. Este análisis se realizó en ambas caras del dique (talud húmedo y talud seco).

14.5.2. Filtraciones en Estado Estacionario

Evaluación de la estabilidad del dique con flujo de agua a través del dique, representa la superficie freática en el dique durante eventos extremos.

Esta condición se produce cuando el agua se mantiene cerca del nivel pleno de inundación durante un lapso suficientemente largo como para que el terraplén se sature totalmente y se presente una condición constante de filtración. Esta situación puede ser crítica para la estabilidad del talud del lado seco (US Army Corps of Engineers, 2000). Se utilizan esfuerzos efectivos.

14.5.3. Descenso de Nivel Repentino

Evaluación de las condiciones en las que el nivel del agua es elevado por periodos prolongados y después se reduce súbitamente, representando las condiciones de un descenso repentino del nivel de agua tras un evento extremo.

Representa la condición donde un prolongado ciclo de inundaciones satura el talud del lado húmedo y posteriormente decae el nivel de agua a una tasa de vaciado mayor que la razón de drenaje del material

constituyente del dique. Este análisis evalúa el desarrollo de la presión de poros y estabilidad en el talud húmedo (US Army Corps of Engineers, 2000). En los suelos con drenaje libre se utilizan esfuerzos efectivos.

14.5.4. Sismo

Evaluación de la estabilidad física del dique en la ocurrencia de un evento sísmico, por medio de un análisis pseudoestático. Esta evaluación se realiza para las condiciones de final de construcción, tanto en el talud húmedo y talud seco.

14.6. Resultados Obtenidos

Para los análisis se ha seleccionado las secciones más críticas de acuerdo a los perfiles geotécnicos elaborados para la zona de estudio. Las salidas del análisis, presenta información de la sección geotécnica analizada, propiedades de los materiales y ubicación de la superficie de falla crítica con el menor factor de seguridad.

En la siguiente tabla se presenta un resumen de los resultados obtenidos.

Tabla 55 Resultado del análisis de estabilidad
(Elaboración propia, 2022)

Sección	Caso de Carga	Condición	Lado	Factor de Seguridad
DIPR-001-MI Prog. 0+140	Final de construcción	Estático	Cara Seca	3.230
			Cara Húmeda	2.067
		Pseudoestático	Cara Seca	2.080
			Cara Húmeda	1.242
	Descenso repentino	Estático	Cara Húmeda	2.090
DIPR-001-MI Prog. 0+560	Final de construcción	Estático	Cara Seca	3.045
			Cara Húmeda	1.773
		Pseudoestático	Cara Seca	1.842
			Cara Húmeda	1.130
	Descenso repentino	Estático	Cara Húmeda	1.155
DIPR-001-MI Prog. 2+920	Final de construcción	Estático	Cara Seca	1.822
			Cara Húmeda	1.715
		Pseudoestático	Cara Seca	3.111
			Cara Húmeda	3.467
	Descenso repentino	Estático	Cara Húmeda	2.024
			Cara Húmeda	1.959
			Cara Húmeda	2.975

Sección	Caso de Carga	Condición	Lado	Factor de Seguridad
	Filtraciones en estado estacionario	Estático	Cara Seca	2.480
DIPR-001-MI Prog. 3+220	Final de construcción	Estático	Cara Seca	3.158
			Cara Húmeda	1.810
		Pseudoestático	Cara Seca	1.709
			Cara Húmeda	1.148
	Descenso repentino	Estático	Cara Húmeda	1.812
	Filtraciones en estado estacionario	Estático	Cara Seca	1.941
DIPR-001-MI Prog. 3+660	Final de construcción	Estático	Cara Seca	3.183
			Cara Húmeda	1.914
		Pseudoestático	Cara Seca	1.657
			Cara Húmeda	1.196
	Descenso repentino	Estático	Cara Húmeda	1.917
	Filtraciones en estado estacionario	Estático	Cara Seca	1.975
DIPR-002-MD Prog. 0+040	Final de construcción	Estático	Cara Seca	3.166
			Cara Húmeda	1.941
		Pseudoestático	Cara Seca	2.052
			Cara Húmeda	1.194
	Descenso repentino	Estático	Cara Húmeda	1.919
	Filtraciones en estado estacionario	Estático	Cara Seca	3.026
DIPR-002-MD Prog. 0+460	Final de construcción	Estático	Cara Seca	1.911
			Cara Húmeda	1.873
		Pseudoestático	Cara Seca	1.189
			Cara Húmeda	1.114
	Descenso repentino	Estático	Cara Húmeda	1.847
	Filtraciones en estado estacionario	Estático	Cara Seca	1.827
DIPR-002-MD Prog. 1+060	Final de construcción	Estático	Cara Seca	1.742
			Cara Húmeda	1.780
		Pseudoestático	Cara Seca	1.094
			Cara Húmeda	1.118

Sección	Caso de Carga	Condición	Lado	Factor de Seguridad
	Descenso repentino	Estático	Cara Húmeda	1.774
	Filtraciones en estado estacionario	Estático	Cara Seca	1.648
DIPR-002-MD Prog. 2+660	Final de construcción	Estático	Cara Seca	2.425
			Cara Húmeda	2.138
		Pseudoestático	Cara Seca	1.654
			Cara Húmeda	1.377
	Descenso repentino	Estático	Cara Húmeda	2.127
	Filtraciones en estado estacionario	Estático	Cara Seca	2.094
DIPR-002-MD Prog. 2+980	Final de construcción	Estático	Cara Seca	2.422
			Cara Húmeda	1.949
		Pseudoestático	Cara Seca	1.481
			Cara Húmeda	1.237
	Descenso repentino	Estático	Cara Húmeda	1.942
	Filtraciones en estado estacionario	Estático	Cara Seca	1.952
DIPR-002-MD Prog. 3+960	Final de construcción	Estático	Cara Seca	2.077
			Cara Húmeda	2.715
		Pseudoestático	Cara Seca	1.422
			Cara Húmeda	1.595
	Descenso repentino	Estático	Cara Húmeda	2.705
	Filtraciones en estado estacionario	Estático	Cara Seca	1.561

Los análisis de estabilidad se muestran en el Anexo V del presente documento.

Los factores de seguridad resultantes de los análisis, en ambos taludes (seco y húmedo), para el caso de fin de la construcción son mayores que 1.3 en condición estática y mayor que 1.0 en condición pseudoestática. Así mismo, para el caso de filtración en estado estacionario se han obtenido factores de seguridad para el lado seco mayores que 1.4. Finalmente, para el caso de descenso de nivel repentino se han obtenido factores de seguridad mayor a 1.5 en la cara húmeda del dique.

Por tanto, la estabilidad física de los diques proyectados se considera estable, ya que sus factores de seguridad superan a los factores de seguridad mínimos permisibles.

15. Aprovechamiento de Materiales de Excavación

En la tabla siguiente se presenta una clasificación de los materiales de excavación en la cimentación de los diques proyectados:

Tabla 56 Evaluación de materiales de excavación
(Elaboración propia, 2022)

Calicata	% Bloques (>12")	% Bolones (6" a 12")	% Cantos (3" a 6")	% Grava (N°4 a 3")	% Arena (N°200 a N°4)	% Finos (< N° 200)
C-C-01	0.00	0.00	0.00	2.35	85.05	12.61
C-C-02	0.00	0.00	0.00	0.96	91.67	7.36
C-C-03	0.00	0.00	0.00	6.83	90.23	2.94
C-C-04	0.00	0.00	0.00	4.37	86.65	8.99
C-C-05	0.00	0.00	0.00	17.52	81.65	0.83
C-C-06	0.00	0.00	0.00	3.46	86.10	10.43
C-C-07	0.00	0.00	0.00	2.69	88.93	8.39
C-C-08	0.00	0.00	0.00	8.21	86.51	5.28
C-C-09	0.00	0.00	0.00	15.37	76.40	8.22
C-C-10	0.00	0.00	0.00	13.33	80.40	6.27
C-C-11	0.00	0.00	0.00	48.95	50.98	0.07
C-C-12	0.00	0.00	0.00	30.80	68.50	0.70
C-C-13	0.00	0.00	10.00	44.51	38.73	6.76
C-C-14	0.00	0.00	0.00	14.89	78.29	6.82
C-C-15	0.00	0.00	15.00	50.86	30.31	3.83
C-C-16	0.00	0.00	5.00	55.18	39.68	0.13
PROMEDIO	0.00	0.00	1.88	20.02	72.50	5.60

De la Tabla 56, se denota que el material excavado presenta tamaño menor a 4" es un 98.12% del volumen total excavado; el cual podrá ser empleado para la conformación del cuerpo del dique, siempre que se verifique en obra que cumple con las especificaciones técnicas para conformación del cuerpo de dique.

16. Selección de Materiales de Préstamo

Los materiales por emplear para la construcción de los diques serán provenientes de canteras de río y canteras de cerro identificadas en el estudio de Canteras, los cuales podrán ser obtenidos de forma natural o procesados. Los agregados por emplear pueden ser producto de la mezcla de los materiales de una cantera de río y de cerro, o pueden ser empleados de manera individual, siempre que se garantice el cumplimiento de los requisitos de calidad establecidos para cada tipo de material.

16.1. Granulometría del material

Para cuerpo del dique

Los materiales por emplear en el cuerpo de dique deberán encontrarse dentro de la franja granulométrica mostrada en la Tabla 57. La aplicación de esta franja granulométrica estará supeditada a la validación mediante un dique de prueba cada vez que se cambie la procedencia de los agregados o las proporciones de mezcla de agregados.

Tabla 57 Franja granulométrica para agregados TM 4"
(Elaboración propia, 2022)

Tamaño del Tamiz (mm)	% que pasa
101.6	100 – 100
63.5	70 – 100
38.1	60 – 95
12.7	45 – 85
4.75	30 – 75
0.45	10 – 45
0.075	0 - 10

Los requisitos de calidad complementarios que deben cumplir los agregados para la conformación del cuerpo de diques son los siguientes:

- Desgaste en máquina los Ángeles: 60 % máx.

Para protección de corona de dique - afirmado

La protección de la corona de los diques se realizará mediante una capa de afirmado que podrá ser obtenido de forma natural o procesada.

Las partículas de los agregados serán duras, resistentes y durables, sin exceso de partículas planas, blandas o desintegrables y sin materia orgánica, terrones de arcilla u otras sustancias perjudiciales. Sus condiciones de limpieza dependerán del uso que se vaya a dar al material.

Los materiales por emplear deberán ajustarse a algunas de las siguientes franjas granulométricas mostradas en la Tabla 58.

Tabla 58 Franjas granulométricas para afirmado
(Fuente: AASHTO M-147)

Tamaño del Tamiz (mm)	% que pasa
50.0 (2")	100
37.5 (1 ½")	95 - 100
25.0 (1")	90 – 100
19.0 (¾")	65 – 100
9.50 (3/8")	45 – 80
4.75 (N°4)	30 – 65
2.00 (N°10)	22 – 52
0.425 (N°40)	15 – 35
0.075 (N°200)	5 - 20

Además, deberán satisfacer los siguientes requisitos de calidad:

- Desgaste Los Ángeles: 50% máx.
- Límite Líquido: 35% máx.
- Índice de Plasticidad: 4 - 9%
- CBR: 40% mín. Referido al 100% de la Máxima Densidad Seca y una Penetración de Carga de 0.1" (2.5 mm).

16.2. Tamaño de roca y su colocación

Los bloques de roca que se usarán en la construcción de los enrocados de protección de los diques deberán estar compuestos por roca sólida, dura, de forma angular y resistente al clima, además deberán cumplir los siguientes requisitos de calidad:

- Peso específico mínimo de la roca será superior a 2.5 ton/m³.
- La absorción no debe ser superior a 2%.
- Pérdida por desgaste en peso del ensayo de abrasión en la máquina Los Ángeles será inferior al 35%.

No se podrán utilizar, por considerarse inadecuadas, entre otras, rocas de los tipos serpentina; tobas volcánicas; micacitas y filitas, anhidrita, yeso y rocas solubles; tobas calcáreas y caliche; arcosas y limolitas; lutitas, ni otras que se desintegran espontáneamente al estar expuestas a la intemperie o que, al ser compactadas, sufran una trituración importante o adquieran una consistencia terrosa.

- En cuanto a su tamaño, será el máximo que sea compatible con el informe de planteamiento y diseño hidráulico y los medios de que se disponga para su movimiento y colocación.

17. Aspectos Constructivos

17.1. Limpieza y desbroce

Se deben retirar todos los obstáculos, como árboles, arbustos, residuos sólidos y cualquier otro elemento natural o artificial que vayan a dificultar la construcción y buen funcionamiento del dique. El área de cimentación del dique y bermas deberá estar libre de obstáculos antes de las operaciones de construcción.

La remoción de la capa de tierra orgánica se hará sólo en los lugares donde se presente este material, cuyo espesor aproximado es de 0.50 m. Este suelo deberá ser removido de la zona de cimentación y dispuesto en las áreas establecidas para tal fin en los DMEs.

17.2. Disposición de material inadecuado

Se deberá acopiar temporalmente el material orgánico y material desechable de la excavación en áreas próximas a las obras definitivas, de manera que no interrumpan vías o zonas de acceso peatonal y vehicular.

Finalmente estos deberán ser dispuestos y acondicionados en depósitos de material excedente (DME) autorizados.

17.3. Excavación

Se debe cumplir con la excavación según los ejes, rasantes y niveles de fundación indicados en los planos de diseño.

Si durante las excavaciones existiese alguna infiltración de agua proveniente del nivel freático, ésta deberá ser bombeada para evitar el encharcamiento en la zona de trabajo y cualquier afectación del nivel de cimentación.

17.4. Tratamiento del suelo de fundación

El suelo de cimentación debe garantizar la buena interacción con la estructura, para minimizar los planos de falla asociados a la zona de traslape entre la fundación y el cuerpo de dique. Se debe asegurar que no haya agua acumulada ni corriente en la superficie de la cimentación.

17.5. Compactación

Cuerpo de dique

Para verificar la compactación del relleno que conforma el cuerpo de dique, se debe cumplir los siguientes requisitos:

- El espesor de las capas de compactación no debe exceder de 50 cm cuando el tamaño máximo de partículas es 6".
- Se recomienda emplear rodillo vibratorio como equipo de compactación.
- El número de repeticiones o pasadas del equipo se define según el nivel compactación a emplear en el diseño.
- Revisión de la densidad mínima requerida.
- La cota de cualquier capa, conformada, perfilada y compactada, no deberá variar en más de veinticinco milímetros (25 mm) de la cota proyectada.
- De cada procedencia de los suelos empleados para la construcción de los diques y para cualquier volumen previsto, se tomarán cuatro (4) muestras y de cada fracción de ellas se realizarán ensayos de granulometría y abrasión.

En el caso específico del dique conformado por material con tamaño máximo 6", el control de compactación no se realizará con el grado de compactación en porcentaje respecto a la máxima densidad seca obtenida en el próctor modificado, esto debido a que se superan los tamaños máximos permitidos para la ejecución del ensayo próctor que es el ensayo de control (el ensayo Próctor considera un tamaño máximo de $\frac{3}{4}$ " y en caso de sobretamaño, se acepta hasta un máximo de 30%, sin alcanzar tamaños máximos de 6"). En ese sentido se ha previsto que el control de compactación se realice cumpliendo un valor mínimo de densidad.

Para iniciar con el proceso de compactación, será necesario desarrollar un tramo de prueba no menor a 50 m de longitud. La medición de la densidad de cada capa compactada se definirá sobre la base de 3

mediciones de densidad para 5, 7 y 9 pasadas de rodillo respectivamente. El método usado para la medición de la densidad será el de reemplazo de agua de acuerdo con la norma ASTM D 5030.

El criterio de aceptación de la medición de la densidad de cada capa consistirá en verificar que las densidades individuales secas medidas en campo sean iguales o mayores a la densidad seca mínima de 2.20 g/cm^3 .

Los resultados deberán satisfacer las exigencias indicadas en las especificaciones técnicas y en este documento.

Las verificaciones periódicas a la calidad del material de cantera se ejecutarán de acuerdo con la Tabla 59.

Tabla 59 Frecuencia de Ensayos – Cuerpo de dique y afirmado
(Fuente: Especificaciones Técnicas)

Ensayo	Norma	Frecuencia	Lugar de Muestreo
Granulometría por tamizado	ASTM D 422	1 cada 1000 m ³ de material	Excavaciones y/o Cantera
Límite de Consistencia	ASTM D 4318	1 cada 1000 m ³ de material	Excavaciones y/o Cantera
Proctor modificado de muestra con granulometría equivalente (homotética)	ASTM D 1557	1 cada 1000 m ³ de material	Excavaciones y/o Cantera
Contenido de Material Orgánico	MTC E 118	1 cada 3000 m ³ de material	Excavaciones y/o Cantera
Abrasión Los Ángeles	ASTM C 131	1 cada 2000 m ³ de material	Excavaciones y/o Cantera
CBR en corona	ASTM D 1883	1 cada 2000 m ³ de material	Excavaciones y/o Cantera
Compactación Base y Cuerpo	ASTM D 1556	1 cada 1000 m ³ de material compactado	Dique
Relación Densidad-Humedad	ASTM D 1557	1 cada 1000 m ³ de material compactado	Dique
Compactación Corona	ASTM D 2922	1 cada 500 m ³ de material compactado	Dique

Corona de dique – afirmado

- De cada procedencia de los materiales a utilizarse y para cualquier volumen previsto se tomarán, cuatro muestras para los ensayos y frecuencias que se indican en la Tabla 59.
- Los trabajos de afirmado terminados deberán presentar una superficie uniforme y ajustarse a las dimensiones, rasantes y pendientes establecidas en el Proyecto.

Los resultados deberán satisfacer las exigencias indicadas en las especificaciones técnicas y en este documento.

17.6. Concepto de Diseño Geotécnico del Dique de Arena

17.6.1. Material de Conformación

En el sector 0+000 a 3+000 del eje del río Casma, se buscará aprovechar el material propio para la conformación de los diques. Este material propio está conformado por arenas de gradación uniforme, no plásticas de baja a muy baja compacidad.

17.6.2. Condicionantes en el Diseño

Debido a las características del material de conformación, arenas de gradación uniforme, el cuerpo del dique presentará susceptibilidad a la tubificación o erosión interna, donde el flujo, al encontrarse poca resistencia a la infiltración, arrastra las partículas por las líneas de corriente del interior del cuerpo del dique, formándose un hueco tubular en el cuerpo del dique.

A su vez, el suelo de cimentación presenta una baja capacidad de carga, lo que podría desencadenar en asentamientos diferenciales que generen zonas con mayores tracciones en el interior del cuerpo de los diques. Si bien estos asentamientos no se traducen en fallas por corte a nivel global del cuerpo de los diques, si pueden constituir caminos susceptibles de erosión interna cuando una corriente de flujo atraviese el cuerpo del dique.

17.6.3. Mecanismos de Resistencia

Se presentan, a continuación, las estrategias de diseño frente a cada una de las condicionantes descritas en el ítem anterior.

Para mitigar la susceptibilidad a la tubificación o erosión interna en cuerpo del dique, se implementa la colocación de un geosintético impermeable en la cara húmeda del dique.

Este geosintético se implementará hasta la base del enrocado con la finalidad de reducir la energía de infiltración del agua en el cuerpo del dique, generando líneas de corriente de mayor longitud, de menor velocidad de flujo y deprimiendo la curva freática en el interior del cuerpo del dique de arena. Con ello se esperan menores gradientes hidráulicos, menores velocidades de descarga y una línea de saturación con elevación reducida dentro del cuerpo del dique.

La colocación del geosintético impermeable permitirá evitar el contacto directo entre las líneas de flujo y el cuerpo del dique, protegiendo el cuerpo principal, aun cuando éste pueda presentar zonas de mayor tracción (producto de los asentamientos ocasionados por la baja capacidad de carga del terreno).

Es importante cuidar el proceso constructivo para evitar daños en el geosintético impermeable y mantener el concepto de diseño descrito.

18. Conclusiones y Recomendaciones

- Con respecto a las exploraciones realizadas, se han realizado 16 calicatas en la cimentación de diques hasta una profundidad máxima de 4 m, donde además se han ejecutado 6 ensayos de densidad de campo por el método de cono de arena. Así mismo, se han realizado 4 calicatas con fines de socavación, donde en cada una de ellas se realizó un ensayo granulometría global.
- También se realizaron 7 sondeos diamantinos hasta profundidad máxima de 17 m, donde se ejecutaron 107 ensayos de penetración (40 Cono Peck y 67 SPT) y 3 ensayos de permeabilidad in situ, siendo ensayos Lefranc a carga constante realizados en los suelos aluviales.
- En cuanto a las exploraciones para la evaluación de diques existentes, se han realizado 5 calicatas en la corona de estos, con la extracción de muestras del material de cuerpo de dique, y la ejecución de 5 ensayos de densidad de campo por el método de cono de arena y reemplazo de agua, y 5 ensayos de granulometría global.
- Con respecto a los ensayos geofísicos, se realizaron 9 ensayos de MASW y 6 líneas de 100 metros de refracción sísmica, a lo largo de los emplazamientos de los diques.
- Con respecto a los resultados de laboratorio de las muestras extraídas de la cimentación de los diques, se han realizado 16 ensayos estándar, 1 ensayo triaxiales CD y 2 ensayos de corte directo de las muestras extraídas de las calicatas y 33 ensayos estándar de las muestras extraídas de los sondeos diamantinos. Por otro lado, de las muestras de canteras se realizó 2 ensayos triaxiales CD y 3 ensayos de permeabilidad a carga constante en laboratorio.
- Con respecto a los resultados de laboratorio de las muestras extraídas del cuerpo de los diques existentes, se han realizado 5 ensayos estándar. Por otro lado, se han realizado 4 ensayos estándar de laboratorio de las muestras extraídas de las calicatas con fines de socavación.
- De acuerdo con la exploración geotécnica realizada, se identificaron cuatro unidades geológica-geotécnicas en el emplazamiento de los diques del sector 1 – Río Casma, denominados UG-01 (Arena de baja compacidad), UG-02 (Arenas limosas), UG-03 (Gravas con arenas) y UG-04 (Arenas gravosas con bolonería).
- De acuerdo con las exploraciones de campo, ensayos geofísicos y resultados de laboratorio la unidad UG-01 se encuentra conformada por arenas no plásticas mal gradadas con estratificaciones de limos y ligera presencia de gravas. Presenta compacidad suelta a medianamente densa en profundidad.
- De acuerdo con las exploraciones de campo, ensayos geofísicos y resultados de laboratorio la unidad UG-02 se encuentra conformada arenas limosas, de color beige, no plásticas, saturadas, de grano fino a grueso, de compacidad medianamente densa.
- De acuerdo con los resultados de laboratorio y ensayos geofísicos la unidad UG-03 se encuentra conformada por una mezcla de gravas mal gradadas con arenas de grano medio a fino, con presencia de cantos y bolonería heterométricos, subredondados, de tamaño máximo de 7", de color gris, de compacidad medianamente densa a densa en profundidad.

- De acuerdo con los resultados de laboratorio y ensayos geofísicos la unidad UG-04 se encuentra conformada por arenas mal gradadas con gravas, cantos y algo de bolonería, subredondeada, heterométricos y polimíctica, de color gris oscuro, de compacidad densa con lentes de suelo medianamente denso.
- El perfil estratigráfico del terreno en el emplazamiento del dique DIPR-001-MI, entre las progresivas 0+000 a 3+000 del eje del dique, se encuentra constituido entre los 10 a 15 m de profundidad por arenas no plásticas mal gradadas con estratificaciones de limos y ligera presencia de gravas, de compacidad suelta a medianamente densa en profundidad, perteneciente a la unidad UG-01; subyaciendo a esta unidad se observa conformada arenas limosas, de color beige, no plásticas, saturadas, de grano fino a grueso, de compacidad medianamente densa, perteneciente a la unidad UG-02.
- El perfil estratigráfico del terreno en el emplazamiento del dique DIPR-001-MI, entre las progresivas 3+000 a 5+400 del eje del dique, se encuentra constituido entre los 6 a 12 m de profundidad por mezcla de gravas mal gradadas con arenas de grano medio a fino, con presencia de cantos y bolonería heterométricos, subredondados, de tamaño máximo de 7", medianamente densa a densa en profundidad, perteneciente a la unidad UG-03; subyaciendo a esta unidad se observa arenas mal gradadas con gravas, cantos y algo de bolonería, subredondeada, heterométricos y polimíctica, de color gris oscuro, de compacidad densa con lentes de suelo medianamente denso, perteneciente a la unidad UG-04.
- El perfil estratigráfico del terreno en el emplazamiento del dique DIPR-002-MD, entre las progresivas 0+000 a 3+000 del eje del dique, se encuentra constituido entre los 10 a 12 m de profundidad por arenas no plásticas mal gradadas con estratificaciones de limos y ligera presencia de gravas, de compacidad suelta a medianamente densa en profundidad, perteneciente a la unidad UG-01; subyaciendo a esta unidad se observa conformada arenas limosas, de color beige, no plásticas, saturadas, de grano fino a grueso, de compacidad medianamente densa, perteneciente a la unidad UG-02.
- El perfil estratigráfico del terreno en el emplazamiento del dique DIPR-002-MD, entre las progresivas 3+000 a 5+500 del eje del dique, se encuentra constituido entre los 6 a 12 m de profundidad por mezcla de gravas mal gradadas con arenas de grano medio a fino, con presencia de cantos y bolonería heterométricos, subredondados, de tamaño máximo de 12", medianamente densa a densa en profundidad, perteneciente a la unidad UG-03; subyaciendo a esta unidad se observa arenas mal gradadas con gravas, cantos y algo de bolonería, subredondeada, heterométricos y polimíctica, de color gris oscuro, de compacidad densa con lentes de suelo medianamente denso, perteneciente a la unidad UG-04.
- Los parámetros de resistencia del cuerpo del dique están dados por el ángulo de fricción interna (ϕ') y la cohesión (c'), los parámetros fueron determinados mediante ensayos triaxiales en laboratorio, obteniendo un ángulo de fricción de 41° y una cohesión de 5 kPa. Para el caso del material granular arenoso, propio del sector de desembocadura, a utilizar en el cuerpo del dique se determina un ángulo de fricción de 34° y una cohesión de 1 kPa.
- Los parámetros de resistencia de las unidad UG-01 presentan valor de ángulo de fricción de 26° y cohesión de 7 kPa; la unidad UG-02 presentan valor de ángulo de fricción de 34° y cohesión de 5 kPa, la

unidad UG-03 presentan valor de ángulo de fricción de 37° y cohesión de 0 kPa, y la unidad UG-04 presentan valor de ángulo de fricción de 38° y cohesión de 5 kPa.

- De acuerdo con los ensayos de permeabilidad a carga constante realizados al material de cantera del cuerpo del dique, el material presenta coeficiente de permeabilidad promedio de 1.56×10^{-5} m/s.
- De acuerdo con los ensayos de permeabilidad Lefranc a carga constante, ejecutados en los sondeos diamantinos, la unidad UG-01, UG-02 y UG-03 presenta valores de coeficiente de permeabilidad de 2.76×10^{-5} m/s, 9.39×10^{-7} m/s y 3.56×10^{-5} m/s respectivamente
- De acuerdo con la Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables, los valores de coeficiente de permeabilidad para la unidad UG-04 será de 1.0×10^{-5} m/s y para el material granular arenoso a aprovechar como cuerpo de dique será de 1.0×10^{-4} m/s.
- El diseño de las estructuras geotécnicas consistió en la evaluación de asentamientos y deformaciones mediante modelos de elementos finitos, análisis de estabilidad por equilibrio límite, evaluación de filtraciones y verificación de la capacidad de carga del terreno.
- Del análisis de licuefacción a lo largo del sector 1 - Río Casma, se concluye que el suelo de fundación del río Casma es susceptible a licuefacción entre las progresivas 0+000 a 3+000 del eje del río, con asentamientos máximos esperables del orden de 0.23 a 0.33 m, valores menores al borde libre de los diques proyectados.
- Los parámetros de resistencia residual del suelo de cimentación (UG-01) fueron determinados mediante la metodología propuesta por Olson y Stark (2002), obteniéndose un ángulo de fricción residual de 10° y una cohesión residual de 2.5 kPa.
- El análisis de estabilidad post-sismo en el sector susceptible a licuefacción (progresivas 0+000 a 3+000 del eje del río) se obtuvieron factores de seguridad mayores a la unidad, por lo que se concluye que los diques proyectados en el sector no colapsan tras un evento sísmico que induzca la licuefacción en el suelo de cimentación.
- Para la evaluación de filtraciones se estableció un gradiente hidráulico de ingreso y salida máximo de 0.5 y en el cuerpo del dique de 0.2; así mismo, en los análisis de infiltración se utilizaron las permeabilidades establecidas en el apartado 7.3 .
- Se verificó que las secciones evaluadas presentan gradientes hidráulicos menores al máximo admisible, por lo cual no se esperan problemas asociados a filtraciones o tubificación en los diques.
- En la corona de los diques, los máximos asentamientos calculados para cargas en servicio representan menos del 2.5% de la altura del dique y se encuentran en un rango aceptable. Además, por la naturaleza del terreno, los asentamientos ocurrirán de forma simultánea con la construcción, quedando garantizada su altura por los controles topográficos que serán efectuados luego de la conformación de cada una de las capas durante su construcción.
- Los máximos asentamientos esperados en la base de los diques, por cargas en servicio, son menores al 2.5% de su altura. Se espera un asentamiento máximo de 54.62 mm en la sección más crítica del dique DIPR-001-MI del sector desembocadura (0+000 a 0+550), de 56.64 mm en la sección más crítica

del dique DIPR-001-MI entre la progresivas 0+550 a 2+880 y de 24.67 mm en la sección más crítica del dique DIPR-001-MI entre las progresivas 2+880 a 5+397. De la misma forma, se espera un asentamiento máximo de 46.58 mm en la sección más crítica del dique DIPR-002-MD del sector desembocadura (0+000 a 0+200), de 72.53 mm en la sección más crítica del dique DIPR-002-MD entre la progresivas 0+200 a 2+590 y de 36.89 mm en la sección más crítica del dique DIPR-002-MD entre la progresivas 2+590 a 5+064.

- En la uña del enrocado el asentamiento máximo esperado es de 14.80 mm en la sección más crítica del dique DIPR-001-MI del sector desembocadura (0+000 a 0+550), de 12.23 mm en la sección más crítica del dique DIPR-001-MI entre la progresivas 0+550 a 2+880 y de 5.77 mm en la sección más crítica del dique DIPR-001-MI entre las progresivas 2+880 a 5+397. De la misma forma, se espera un asentamiento máximo de 12.64 mm en la sección más crítica del dique DIPR-002-MD del sector desembocadura (0+000 a 0+200), de 17.35 mm en la sección más crítica del dique DIPR-002-MD entre la progresivas 0+200 a 2+590 y de 2.51 mm en la sección más crítica del dique DIPR-002-MD entre la progresivas 2+590 a 5+064.
- Los asentamientos máximos obtenidos de los análisis pseudoestáticos son de 9.71 mm para el dique DIPR-001-MI del sector desembocadura (0+000 a 0+550), de 17.01 mm para el dique DIPR-001-MI entre la progresivas 0+550 a 2+880, de 7.69 mm para el dique DIPR-001-MI entre las progresivas 2+880 a 5+397, de 14.62 mm para el dique DIPR-002-MD del sector desembocadura (0+000 a 0+200), de 18.35 mm para el dique DIPR-002-MD entre la progresivas 0+200 a 2+590 y de 9.03 mm para el dique DIPR-002-MD entre la progresivas 2+590 a 5+064, este es el asentamiento que podrían manifestarse en la corona del dique frente a la ocurrencia de un evento sísmico posterior a la culminación de su construcción.
- Las deformaciones horizontales obtenidas de los análisis pseudoestáticos, calculadas como el desplazamiento relativo de la corona del dique con respecto a su base, fueron de 6.05 mm para el dique DIPR-001-MI del sector desembocadura (0+000 a 0+550), de 11.12 mm para el dique DIPR-001-MI entre la progresivas 0+550 a 2+880, de 8.43 mm para el dique DIPR-001-MI entre las progresivas 2+880 a 5+397, de 6.23 mm para el dique DIPR-002-MD del sector desembocadura (0+000 a 0+200), de 15.94 mm para el dique DIPR-002-MD entre la progresivas 0+200 a 2+590 y de 8.05 mm para el dique DIPR-002-MD entre la progresivas 2+590 a 5+064.
- Los cálculos de capacidad de carga emplearon los parámetros de cohesión y fricción, establecidos en el apartado 7.1 y los esfuerzos actuantes en la base de los diques fueron extraídos de los modelos numéricos presentados en la sección 12.1.
- Con respecto a las cargas admisibles para cimentaciones de los diques, siguiendo la metodología de cálculo indicada, se han obtenido una capacidad de carga admisible de 1.54 kg/cm² para la fundación reforzada del dique DIPR-001-MI del sector desembocadura (0+000 a 0+550), de 0.90 kg/cm² para el dique DIPR-001-MI entre la progresivas 0+550 a 2+880, de 2.10 kg/cm² para el dique DIPR-001-MI entre las progresivas 2+880 a 5+397, de 1.54 kg/cm² para la fundación reforzada del dique DIPR-002-MD del sector desembocadura (0+000 a 0+200), de 0.90 kg/cm² para el dique DIPR-002-MD entre la progresivas 0+200 a 2+590 y de 1.95 kg/cm² para el dique DIPR-002-MD entre la progresivas 2+590 a 5+064, valores que son mayores a los esfuerzos actuantes en la base de los diques. Por lo tanto, no se esperan problemas asociados con la capacidad de carga del suelo.

- Para la verificación la estabilidad de los taludes se establecieron factores de seguridad mínimos de 1.3 para fin de la construcción, en el caso estático; 1.4 en estado de filtraciones constantes, 1.5 en descenso repentino del nivel de agua y 1.0 para análisis pseudoestáticos.
- En condición estática, los factores de seguridad resultantes al final de la construcción son mayores que 1.3; mientras que en condición pseudoestática son mayores a 1.0. Además, para el caso de filtración constante se han obtenido factores de seguridad mayores que 1.4 en el talud seco; finalmente, para el caso de descenso repentino se han obtenido factores de seguridad mayor a 1.5 en el talud húmedo. Por lo tanto, con los resultados obtenidos, los diques proyectados serán físicamente estables, debido a que los factores de seguridad superan los valores mínimos permisibles.