
ESTUDIOS DE CONDICIONES NATURALES PARA OBRAS DE CONSERVACIÓN TRANAPUENTE, CENDYR NÁUTICO Y PUERTO DOMÍNGUEZ

COMUNAS DE CARAHUE Y SAAVEDRA, REGIÓN DE LA ARAUCANÍA

INFORME ETAPA FINAL



Rev. 0

FEBRERO 2020

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN	1-8
2	OBJETIVO.....	2-9
2.1	Objetivo General	2-9
2.2	Localización geográfica y cobertura del estudio.....	2-9
3	RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES	3-10
3.1	Planos Puerto Domínguez y Río Imperial	3-10
3.2	Lago Budi INH.....	3-11
3.3	Niveles de lago Budi	3-12
3.4	Áreas de protección ambiental	3-13
3.5	Respuestas Municipalidades y la Armada de Chile.....	3-13
3.5.1	Carahue y Tranapunte	3-13
3.5.2	Puerto Dominguez.....	3-14
4	TOPOGRAFÍA	4-15
4.1	Tranapunte y Cendyr Náutico (Carahue)	4-15
4.1.1	Levantamiento de terreno.....	4-15
4.2	Puerto Domínguez.....	4-31
5	MECANICA DE SUELOS	5-32
5.1	Tranapunte.....	5-32
5.1.1	Trabajos de terreno	5-32
5.1.2	IMS	5-32
5.1.3	Prediseño.....	5-72
5.2	Cendyr Náutico (Carahue)	5-132
5.2.1	Trabajos de terreno	5-132
5.2.2	IMS	5-132
5.2.3	Prediseño.....	5-158
5.3	Puerto Domínguez.....	5-184
5.3.1	Trabajos de terreno	5-184
5.3.2	IMS	5-184
5.3.3	Prediseño.....	5-217

6	TRABAJOS ADICIONALES	6-255
6.1	Vuelo drone Puerto Domínguez	6-255
6.1.1	Ortofoto.....	6-256
6.2	Calicatas	6-257
6.3	Estudio de oleaje Puerto Domínguez	6-257
6.3.1	Introducción	6-257
6.3.2	Materiales y método	6-263
6.3.3	Conclusiones.....	6-284

ÍNDICE DE FOTOS

FOTO 4-1: GPS INSTALADO EN NE01 (NEHUENTUÉ).....	4-21
--	------

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 3-1. INCIDENCIA DE ALTURA DE OLA Y DIRECCIÓN, DEL OLEAJE INCIDENTE EN LA DESEMBOLCADURA DEL LAGO BUDI.....	3-13
TABLA 4-1. BITÁCORA DE TRABAJOS	4-16
TABLA 4-2. NIVELACIÓN CERRADA CARAHUE.....	4-18
TABLA 4-3. NIVELACIÓN CERRADA TRANAPUNTE	4-19
TABLA 4-4. CUADRO DE COORDENADAS OBTENIDAS.....	4-21
TABLA 4-5. ESTÁNDARES DE PRECISIÓN.....	4-21
TABLA 5-1. RESUMEN CON LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYES DE LABORATORIO SONDAJE	5-36
TABLA 5-2. MODELO ESTRATIGRÁFICO CALICATA	5-37
TABLA 5-3. MODELO ESTRATIGRÁFICO SONDAJE	5-37
TABLA 5-4. VALORES F1 SEGÚN PLASTICIDADES	5-38
TABLA 5-5. VALORES ϕ , DR Y PESO UNITARIO (Γ) BASADOS LOS NSPT (SUELOS ARENOSOS ESTRATO H-3)	5-39
TABLA 5-6. PROPIEDADES GEOMECÁNICAS SUELO FUNDACIÓN	5-40
TABLA 5-7. VALORES COEFICIENTES DE COMPRESIBILIDAD DEL SUELO NATURAL (ESTRATOS H-2 Y H-3 – TABLA 5-6) 5-40	
TABLA 5-8. FACTORES DE CORRECCIÓN NSPT.	5-44
TABLA 5-9. RESULTADOS ANÁLISIS DE LICUACIÓN SONDAJE	5-47
TABLA 5-10. FACTORES DE FORMA IO.....	5-50
TABLA 5-11. REQUERIMIENTOS GEOMALLA UX	5-60
TABLA 5-12. FACTORES DE CAPACIDAD DE SOPORTE PARA HANSEN	5-65
TABLA 5-13. CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL EN COMPRESIÓN PILOTES SONDAJE 1 CASO ESTÁTICO	5-72
TABLA 5-14. CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL EN COMPRESIÓN PILOTES SONDAJE 1 CASO SÍSMICO	5-74
TABLA 5-15. RECHAZO MÁXIMO Y MÍNIMO.....	5-76
TABLA 5-16. CARACTERÍSTICAS BARRAS MAI (MICROPILOTES)	5-82
TABLA 5-17. RESISTENCIA COMPRESIÓN Y FLEXIÓN PILOTES	5-84
TABLA 5-18. RESUMEN CON LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYES DE LABORATORIO SONDAJES/CALICATAS	5-134
TABLA 5-19. MODELO ESTRATIGRÁFICO DE DISEÑO CALICATA	5-137
TABLA 5-20. MODELO ESTRATIGRÁFICO DE DISEÑO SONDAJES	5-138
TABLA 5-21. VALORES ϕ DR Y PESO UNITARIO (Γ BASADOS LOS NSPT (SUELOS ARENOSOS ESTRATO H-3) J.E. BOWLES ED. MC. GRAW HILL, 1977	5-139
TABLA 5-22. PROPIEDADES GEOMECÁNICAS SUELO FUNDACIÓN	5-140
TABLA 5-23. FACTORES DE CORRECCIÓN NSPT	5-143
TABLA 5-24. RESULTADOS ANÁLISIS DE LICUACIÓN SONDAJE Nº1	5-146

TABLA 5-25. RESULTADOS ANÁLISIS DE LICUACIÓN SONDAJE Nº2	5-147
TABLA 5-26. RESULTADOS ANÁLISIS DE LICUACIÓN SONDAJE Nº3	5-148
TABLA 5-27. SOLUCIÓN ESTRUCTURAL PAVIMENTOS ADOCRETOS	5-149
TABLA 5-28. BANDA GRANULOMÉTRICA DE LA BASE	5-150
TABLA 5-29. FACTORES DE CAPACIDAD DE SOPORTE PARA HANSEN	5-154
TABLA 5-30. CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL EN COMPRESIÓN PILOTES SONDAJES 1 Y 3 CASO ESTÁTICO	5-158
TABLA 5-31: CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL EN COMPRESIÓN PILOTES SONDAJES 1 Y 3 CASO SÍSMICO	5-160
TABLA 5-32: CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL EN COMPRESIÓN PILOTES SONDAJE 2 CASO ESTÁTICO	5-161
TABLA 5-33: CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL EN COMPRESIÓN PILOTES SONDAJE 2 CASO SÍSMICO	5-163
TABLA 5-34: RECHAZO MÁXIMO Y MÍNIMO	5-165
TABLA 5-35. CARACTERÍSTICAS BARRAS MAI (MICROPILOTES)	5-171
TABLA 5-36. RESISTENCIA COMPRESIÓN Y FLEXIÓN PILOTES SONDAJE 1 Y 3	5-173
TABLA 5-37: RESISTENCIA COMPRESIÓN Y FLEXIÓN PILOTES SONDAJE 2	5-173
TABLA 5-38. RESUMEN CON LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYES DE LABORATORIO SONDAJES FLUVIALES	5-186
TABLA 5-39. TABLA RESUMEN CON LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYES DE LABORATORIO SONDAJES TERRESTRES ...	5-188
TABLA 5-40. MODELO ESTRATIGRÁFICO SONDAJES TERRESTRE ST1 Y ST2.	5-190
TABLA 5-41. MODELO ESTRATIGRÁFICO SONDAJES FLUVIALES SF1 SF2 Y SF3.	5-190
TABLA 5-42. VALORES F1 SEGÚN PLASTICIDADES	5-191
TABLA 5-43. PROPIEDADES GEOMECÁNICAS SUELO FUNDACIÓN.	5-192
TABLA 5-44. FACTORES DE CORRECCIÓN NSPT.	5-196
TABLA 5-45.. RESULTADOS ANÁLISIS DE LICUACIÓN SONDAJE T-1	5-199
TABLA 5-46. RESULTADOS ANÁLISIS DE LICUACIÓN SONDAJE T-2.	5-200
TABLA 5-47. RESULTADOS ANÁLISIS DE LICUACIÓN SONDAJE SF-1	5-201
TABLA 5-48. RESULTADOS ANÁLISIS DE LICUACIÓN SONDAJE SF-1	5-202
TABLA 5-49 RESULTADOS ANÁLISIS DE LICUACIÓN SONDAJE SF-2.	5-203
TABLA 5-50. RESULTADOS ANÁLISIS DE LICUACIÓN SONDAJE SF-3.	5-204
TABLA 5-51. SOLUCIÓN ESTRUCTURAL PAVIMENTOS ADOCRETOS.	5-205
TABLA 5-52. BANDA GRANULOMÉTRICA DE LA BASE.	5-206
TABLA 5-53. CAPACIDAD DE SOPORTE SUELO DE FUNDACIÓN SUPERFICIALES	5-210
TABLA 5-54. FACTORES DE CAPACIDAD DE SOPORTE PARA HANSEN	5-214
TABLA 5-55: CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL EN COMPRESIÓN PILOTES SF1, SF2 Y SF3 CASO ESTÁTICO	5-217
TABLA 5-56: CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL EN COMPRESIÓN PILOTES SF1, SF2 Y SF3 CASO SÍSMICO	5-219
TABLA 5-57: RECHAZO MÁXIMO Y MÍNIMO	5-221
TABLA 5-58. CARACTERÍSTICAS BARRAS MAI (MICROPILOTES).	5-227
TABLA 5-59: RESISTENCIA COMPRESIÓN Y FLEXIÓN PILOTES	5-229
TABLA 60 DATOS PARA EL CÁLCULO DE LA CARGA DE VIENTO SOBRE EL PONTÓN	5-242
TABLA 61 VALORES PARA DETERMINAR LA CARGA DE OLEAJE	5-244
TABLA 62 CARGA DE OLEAJE SOBRE EL PONTÓN.	5-245
TABLA 5-63: MOMENTOS RESULTANTES PARA EL DISEÑO DE PILOTES EN PTO. DOMINGUEZ.	5-254
TABLA 6-1. FUENTES BIBLIOGRÁFICAS CONSULTADAS PARA LA REALIZACIÓN DEL PRESENTE ESTUDIO.	6-258
TABLA 6-2. RELACIÓN ENTRE LA PROFUNDIDAD RELATIVA Y LOS EFECTOS DEL FONDO SOBRE EL OLEAJE	6-259
TABLA 6-3. COORDENADAS DEL ÁREA DE ESTUDIO – PUERTO DOMÍNGUEZ.	6-262

TABLA 6-4. COORDENADAS DE EXTRACCIÓN DE CONDICIONES DE VIENTO.	6-263
TABLA 6-5. RESUMEN ESTADÍSTICO DE LOS VIENTOS OBTENIDOS DESDE EL EXPLORADOR EÓLICO, PARA LA LOCALIDAD DE PUERTO DOMÍNGUEZ.....	6-266
TABLA 6-6. CARTA NÁUTICA DEL SHOA EMPLEADA EN EL PROYECTO.	6-268
TABLA 6-7.COORDENADAS DE LOS NODOS DE EXTRACCIÓN.....	6-273
TABLA 6-8: TABLAS DE INCIDENCIA DEL OLEAJE EN NODO A PARA LOS PARÁMETROS H_{M0} [M] VS T_p [S].....	6-278
TABLA 6-9: TABLAS DE INCIDENCIA DEL OLEAJE EN NODO A PARA LOS PARÁMETROS H_{M0} [M] VS MWD [°] Y T_p [S] VS MWD [°].....	6-279
TABLA 6-10: TABLAS DE INCIDENCIA DEL OLEAJE EN NODO B PARA LOS PARÁMETROS H_{M0} [M] VS T_p [S].....	6-280
TABLA 6-11: TABLAS DE INCIDENCIA DEL OLEAJE EN NODO B PARA LOS PARÁMETROS H_{M0} [M] VS MWD [°] Y T_p [S] VS MWD [°].....	6-280
TABLA 6-12: TABLAS DE INCIDENCIA DEL OLEAJE EN NODO C PARA LOS PARÁMETROS H_{M0} [M] VS T_p [S].....	6-281
TABLA 6-13: TABLAS DE INCIDENCIA DEL OLEAJE EN NODO C PARA LOS PARÁMETROS H_{M0} [M] VS MWD [°] Y T_p [S] VS MWD [°].....	6-282
TABLA 6-14: RESULTADOS DEL CLIMA EXTREMO DE OLEAJE GENERADO POR VIENTOS PARA PUERTO DOMÍNGUEZ. .6-283	

ÍNDICE DE IMAGENES

IMAGEN 1-1. POSICIÓN DE LOCALIDADES DE ESTUDIO.	1-8
IMAGEN 3-1. PLANO DE VISTA EN PLANTA DEL RÍO IMPERIAL	3-10
IMAGEN 3-2. PLANO DE VISTA EN PLANTA DEL PUERTO DOMINGUEZ	3-10
IMAGEN 3-3. PACK DEL NIVEL DEL LAGO Y MOMENTO DE APERTURA DE BARRA.	3-11
IMAGEN 4-1: MODELO DE LA MARCA INSTALADA.	4-20
IMAGEN 4-2: SUPERPOSICIÓN DE IMAGEN DE ORTOFOTO CARAHUE Y TRANAPUENTE (1)	4-28
IMAGEN 4-3: SUPERPOSICIÓN DE IMAGEN DE ORTOFOTO CARAHUE Y TRANAPUENTE (2)	4-29
IMAGEN 5-1. GEOLOGÍA DEL ÁREA EN ESTUDIO ARAUCANÍA COSTA	5-34
IMAGEN 5-2. UBICACIÓN DEL SONDAGE Y CALICATA.	5-35
IMAGEN 5-3. NORMA CHINA MODIFICADA PARA LA EVALUACIÓN DE LICUEFACCIÓN DE SUELOS CON PRESENCIA DE FINOS FINN, (1991-1994)	5-42
IMAGEN 5-4. CURVA BASE EN ARENAS LIMPIAS PARA EL CÁLCULO DE CRR PARA UN SISMO DE MAGNITUD 7.5 EN LA ESCALA DE RICHTER (SEED ET AL. 1985)	5-46
IMAGEN 5-5. CONDICIONES DE EMPUJE SOBRE UN MURO DE CONTENCIÓN.	5-52
IMAGEN 5-6.MURO LIBRE DE GIRAR CARGA ESTÁTICA MÁS INCREMENTO SÍSMICO.....	5-54
IMAGEN 5-7. MURO RESTRINGIDO AL GIRO CARGA. CASO ESTÁTICO.	5-54
IMAGEN 5-8. MURO RESTRINGIDO AL GIRO. CASO SÍSMICO.....	5-55
IMAGEN 5-9. FUERZAS DE EMPUJE PASIVO SOBRE UN MURO.	5-56
IMAGEN 5-10. EJEMPLIFICACIÓN DE BLOQUES DE HORMIGÓN.	5-59
IMAGEN 5-11.LONGITUD SEGÚN TIPO	5-61
IMAGEN 5-12. CONECTORES.....	5-61
IMAGEN 5-13. ELEVACIÓN TIPO	5-62

IMAGEN 5-14. MUROS FORMATO TIPO	5-63
IMAGEN 5-15: CÁLCULO RECHAZO MÍNIMO Y MÁXIMO	5-77
IMAGEN 5-16: ZAPATO DE HINCA	5-80
IMAGEN 5-17: FORMATO TIPO MICROPILOTE EN EL INTERIOR DE PILOTES.....	5-82
IMAGEN 5-18: ESQUEMA DE ANÁLISIS SIMPLIFICADO	5-88
IMAGEN 5-19: FORMULACIÓN EMPLEADA EN EL PRESENTE ANÁLISIS (NORMA JAPONESA)	5-89
IMAGEN 5-20: CÁLCULO ANALÍTICO DE MURO CON MICROPILOTES.....	5-100
IMAGEN 5-21. CURVAS DE REDUCCIÓN DEL MOMENTO PARA TABLESTACAS EN ARCILLA CON RELLENO TRASDÓS DE ARENA (ROWE, 1967).....	5-108
IMAGEN 5-22. RELACIONES GEOMÉTRICAS PARA EL CÁLCULO DE A Y SU	5-108
IMAGEN 5-23. DIAGRAMA DE CARGAS TABLESTACAS CON APOYO SIMPLE O EMPOTRADA.....	5-110
IMAGEN 5-24: ESQUEMA DE ANÁLISIS SIMPLIFICADO	5-116
IMAGEN 5-25: FORMULACIÓN EMPLEADA EN EL PRESENTE ANÁLISIS (NORMA JAPONESA)	5-117
IMAGEN 5-26: IMAGEN 5 23 CÁLCULO ANALÍTICO DE TABLESTACA	5-118
IMAGEN 5-27: RESUMEN RESULTADOS DE ANÁLISIS SIMPLIFICADO	5-125
IMAGEN 5-28: DATOS DE ENTRADA PROGRAMA PROSHEET	5-127
IMAGEN 5-29: RESULTADOS PROGRAMA PROSHEET	5-128
IMAGEN 5-30: VALIDACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD	5-129
IMAGEN 5-31: RESULTADOS PROGRAMA PROSHEET TABLESTACA	5-130
IMAGEN 5-32: PREDISEÑO ANCLAJE	5-131
IMAGEN 5-33. UBICACIÓN DEL SONDajes Y CALICATAS CENDYR NÁUTICO	5-133
IMAGEN 5-34. NORMA CHINA MODIFICADA PARA LA EVALUACIÓN DE LICUEFACCIÓN DE SUELOS CON PRESENCIA DE FINOS FINN, (1991-1994)	5-142
IMAGEN 5-35. CURVA BASE EN ARENAS LIMPIAS PARA EL CÁLCULO DE CRR PARA UN SISMO DE MAGNITUD 7.5 EN LA ESCALA DE RICHTER (SEED ET AL. 1985).....	5-145
IMAGEN 5-36: CÁLCULO RECHAZO MÍNIMO Y MÁXIMO	5-166
IMAGEN 5-37: ZAPATO DE HINCA	5-169
IMAGEN 5-38: FORMATO TIPO MICROPILOTE EN EL INTERIOR DE PILOTES.....	5-171
IMAGEN 5-39. CURVAS DE REDUCCIÓN DEL MOMENTO PARA TABLESTACAS EN ARENA (ROWE, 1967)	5-178
IMAGEN 5-40. RELACIONES GEOMÉTRICAS PARA EL CÁLCULO DE α	5-178
IMAGEN 5-41. FÓRMULA DE HINCA DE PILOTES SEGÚN JANBU	5-179
IMAGEN 5-42. UBICACIÓN DEL SONDAJE PUERTO DOMINGUEZ.	5-185
IMAGEN 5-43. NORMA CHINA MODIFICADA PARA LA EVALUACIÓN DE LICUEFACCIÓN DE SUELOS CON PRESENCIA DE FINOS FINN, (1991-1994)	5-194
IMAGEN 5-44. CURVA BASE EN ARENAS LIMPIAS PARA EL CÁLCULO DE CRR PARA UN SISMO DE MAGNITUD 7.5 EN LA ESCALA DE RICHTER (SEED ET AL. 1985).....	5-198
IMAGEN 5-45: CÁLCULO RECHAZO MÍNIMO Y MÁXIMO	5-222
IMAGEN 5-46: ZAPATO DE HINCA	5-225
IMAGEN 5-47: FORMATO TIPO MICROPILOTE EN EL INTERIOR DE PILOTES.....	5-227
IMAGEN 5-48. CURVAS DE REDUCCIÓN DEL MOMENTO PARA TABLESTACAS EN ARCILLA CON RELLENO TRASDÓS DE ARENA (ROWE, 1967).....	5-235
IMAGEN 5-49. RELACIONES GEOMÉTRICAS PARA EL CÁLCULO DE α	5-235
IMAGEN 5-50. FÓRMULA SEGÚN JANBU.....	5-237

IMAGEN 5-51 FACTOR DE INFLUENCIA FO PARA LA DETERMINACIÓN DEL ASENTAMIENTO DE UN PILOTE INDIVIDUAL	5-239
IMAGEN 5-52: PASARELA FLOTANTE.....	5-241
IMAGEN 5-53: ECUACIÓN Y MODELO PARA EL CÁLCULO DE CARGA DE VIENTO.	5-243
IMAGEN 5-54: ESQUEMA DE FUERZA RESULTANTE DE VIENTO SOBRE EL PONTÓN	5-243
IMAGEN 5-55 ESQUEMA DE FUERZA RESULTANTE DE OLEAJE.	5-245
IMAGEN 5-56: COMBINACIÓN DE CARGAS DE VIENTO Y OLEAJE ACTUANDO SOBRE EL PONTÓN.	5-246
IMAGEN 5-57: ESQUEMA DE LOS ÁNGULOS QUE FORMA LA CATENARIA.	5-247
IMAGEN 5-58 ESQUEMA SITUACIONES MÁXIMAS Y MÍNIMAS PARA LA CATENARIA.....	5-247
IMAGEN 5-59: ESQUEMA DE FUERZAS ACTUANDO SOBRE EL MUERTO	5-248
IMAGEN 5-60: ESQUEMA DE MOMENTOS ACTUANDO SOBRE EL MUERTO	5-248
IMAGEN 5-61: CÁLCULO DE CATENARIA Y LASTRE DE HORMIGÓN	5-249
IMAGEN 5-62: ESQUEMA PARA EL CASO FAVORABLE	5-252
IMAGEN 5-63: ESQUEMA PARA EL CASO FAVORABLE	5-253
IMAGEN 6-1: ORTOFOTO PUERTO DOMÍNGUEZ	6-256
IMAGEN 6-2: PUERTO DOMÍNGUEZ, LAGO BUDI, REGIÓN DE LA ARAUCANÍA.....	6-262
IMAGEN 6-3. CONFIGURACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO REGIONAL WRF.	6-264
IMAGEN 6-4: HISTOGRAMAS DE MAGNITUDES Y DIRECCIONES DEL VIENTO, DE ACUERDO A LA BASE DE DATOS DEL MODELO EOLO DE LA UNIVERSIDAD DE CHILE, PARA LA LOCALIDAD DE PUERTO DOMÍNGUEZ.....	6-265
IMAGEN 6-5: ROSA DIRECCIONAL DE VIENTOS, DE ACUERDO CON LA BASE DE DATOS DEL MODELO EOLO DE LA UNIVERSIDAD DE CHILE, PARA LA LOCALIDAD DE PUERTO DOMÍNGUEZ.	6-266
IMAGEN 6-6: DIAGRAMA DE FLUJO DE LA METODOLOGÍA IMPLEMENTADA.	6-271
IMAGEN 6-7: MODELO BATIMÉTRICO Y NODOS DE EXTRACCIÓN PARA PUERTO DOMÍNGUEZ.	6-272
IMAGEN 6-8: MAPA DE ALTURA SIGNIFICATIVA DE OLEAJE PARA CONDICIÓN OPERACIONAL DE VIENTOS.....	6-275
IMAGEN 6-9: ROSAS DE DISPERSIÓN DE OLEAJE PARA NODOS DE EXTRACCIÓN.	6-276
IMAGEN 6-10: ROSAS DE BARRA DE OLEAJE PARA NODOS DE EXTRACCIÓN.	6-277
IMAGEN 6-11: HISTOGRAMAS DE OLEAJE Y CURVAS DE EXCEDENCIA PARA PARÁMETROS DE ALTURA Y PERIODOS EN CADA NODO DE EXTRACCIÓN.....	6-278

1 INTRODUCCIÓN

La Dirección de Obras Portuarias del Ministerio de Obras Públicas, cumpliendo con su misión de planificar, proyectar, construir y conservar la infraestructura portuaria, costera, marítima, fluvial y lacustre necesaria para el desarrollo socioeconómico del país y su integración física nacional e internacional, ha decidido realizar estudios básicos para evaluar las condiciones naturales en los sectores de Puerto Domínguez, Cendyr náutico de Carahue y Tranapunte, para el futuro diseño de las obras de conservación de la infraestructura costera existente en esos sectores.

El río Imperial es uno de los principales ríos de la región de La Araucanía y por muchos años fue el principal medio de transporte y de comercio entre las localidades de Carahue y Puerto Saavedra, siendo una importante ruta comercial de la Región. Luego de la ocurrencia del terremoto y tsunamis de 1960, y de la construcción y mejora de los caminos, su uso como náutica desapareció. Hoy en día ha nacido un creciente interés de reponer la circulación de embarcaciones por el río Imperial y así formar una ruta turística fluvial uniendo por el río las localidades de Carahue y Nehuentue. La ciudad de Carahue se ubica aproximadamente a 57 km al oeste de Temuco, y Nehuentue a unos 85 km, ambas localidades fundadas junto al río Imperial.

Puerto Domínguez es un poblado en el litoral sureste del lago Budi en la comuna de Saavedra, a aproximadamente 27 km al suroeste de Carahue. El lago Budi, es un cuerpo de agua salado con una forma sinuosa y una superficie de aproximadamente 56 km². Este lago forma parte importante del vivir de las comunidades que viven en sus cercanías, principalmente mapuches, siendo usado como vía de comunicación, transporte, pesca y turismo.

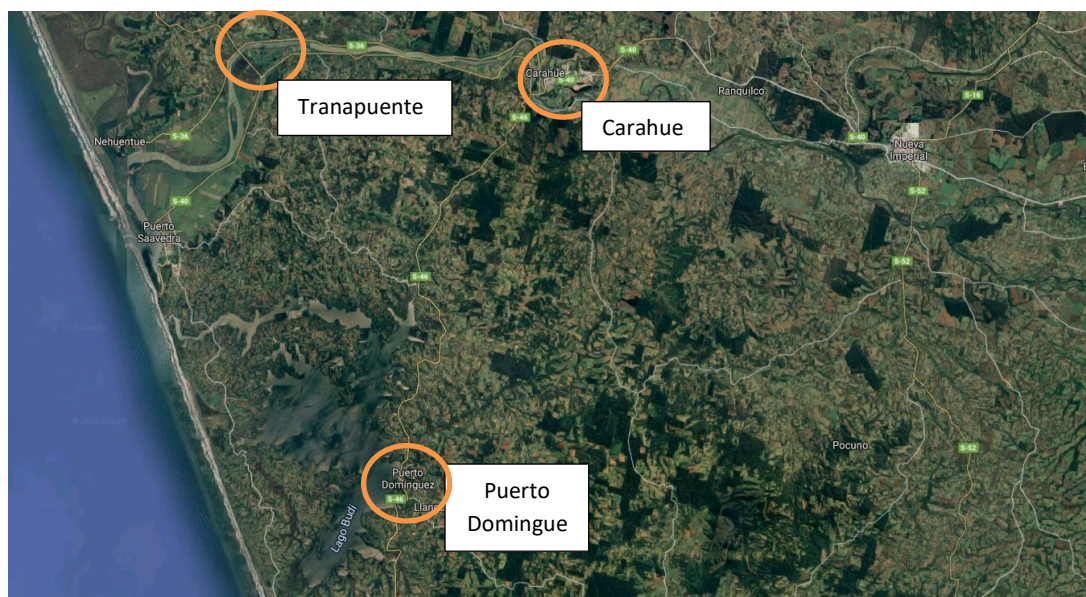


Imagen 1-1. Posición de localidades de estudio.

2 OBJETIVO

2.1 Objetivo General

El objetivo general consiste en realizar los estudios básicos de ingeniería para el diseño de futuras obras en la localidad de Carahue, Tranapunte y Puerto Dominguez.

Los estudios incluidos en cada localidad son los siguientes:

- Mecánica de Suelos
- Ortografía y respectivos planos.

2.2 Localización geográfica y cobertura del estudio.

Los estudios se deberán realizar en tres localidades:

- Sector 1: Cendyr náutico, Carahue: Corresponde a la ribera del río Imperial en un largo aproximado de 2279 m desde el puente “Presidente Eduardo Frei Montalva hasta el Cendyr náutico de Carahue”.
- Sector 2: Tranapunte, comuna de Carahue: Corresponde a la ribera norte del río Imperial en un largo aproximado de 1707 m.
- Sector 3: Puerto Dominguez comuna de Saavedra: Corresponde al borde costero de la localidad de puerto Dominguez con estudios de mecánica de suelos en un largo de 300 m.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

3 RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES

3.1 Planos Puerto Domínguez y Río Imperial

Junto a la entrega de la información que corresponde a la adjudicación del proyecto, la Dirección de Obras Portuarias hizo entrega planos digitales en formato *.DWG, correspondientes al sector del Río Imperial y al sector de puerto Domínguez.

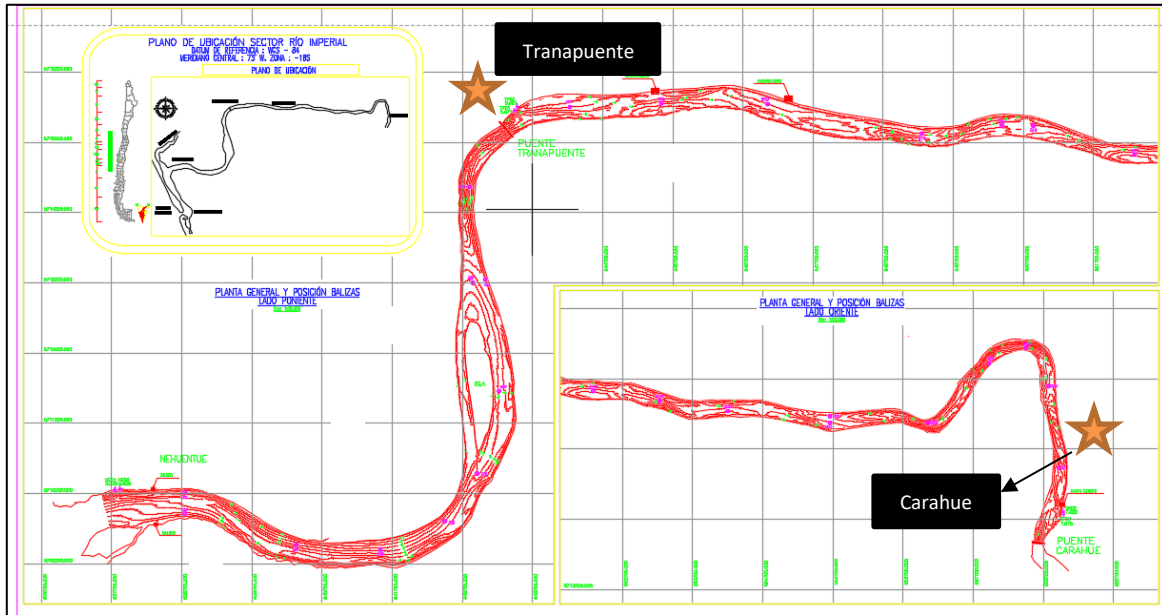


Imagen 3-1. Plano de vista en planta del Río Imperial

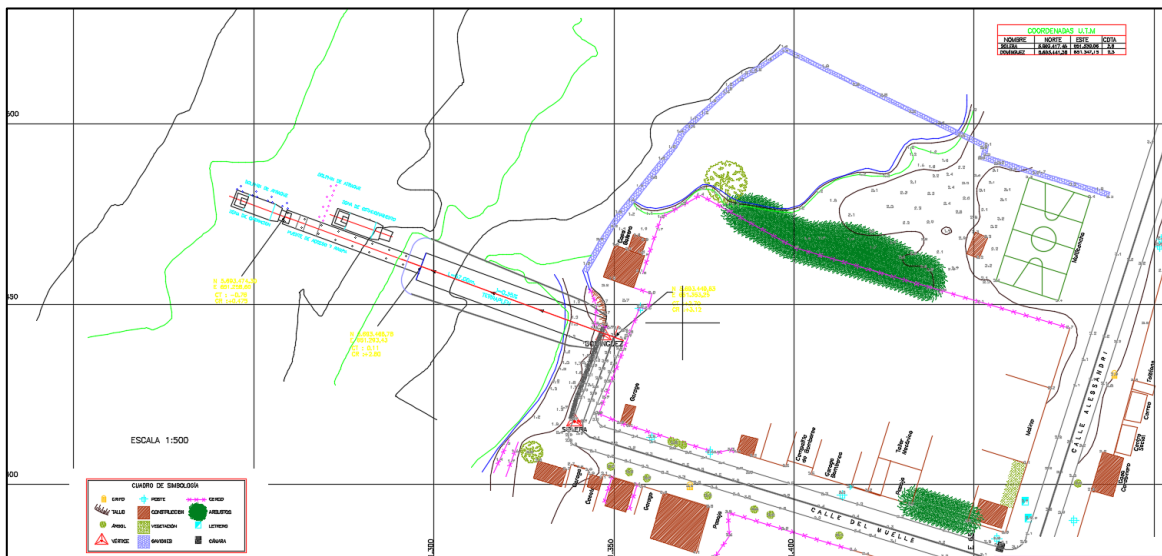


Imagen 3-2. Plano de vista en planta del Puerto Domínguez

3.2 Lago Budi INH

El Instituto Nacional de Hidráulica facilitó el estudio “EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS PARA LA SOLUCIÓN DE LAS INUNDACIONES EN EL LAGO BUDI” (2010), donde se analiza la problemática desde un punto de vista conceptual con el objetivo de determinar el comportamiento morfodinámico de la costa, asociado a la interacción entre las soluciones propuestas y las condiciones de oleaje.

Parte de la información catalogada como relevante del documento es un registro desde el año 2005 hasta el 2009, respecto a los niveles del lago como se aprecian en la Imagen 3-3. La fuente de este registro, corresponde a una medición realizada para la Dirección General de Aguas.

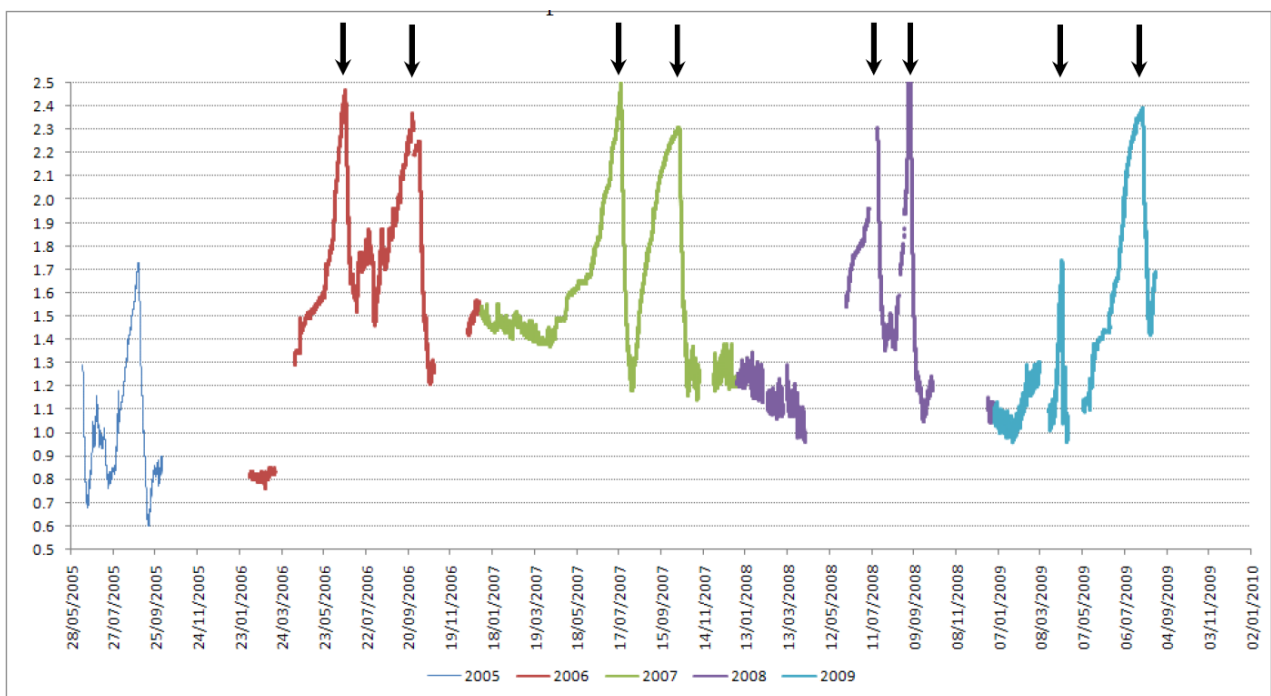


Imagen 3-3. Pack del nivel del lago y momento de apertura de barra.

Se señala además que el Lago Budi posee un régimen intermitente de cierre y apertura de la barra. Además, indica que la zona de borde costero se conforma en su mayoría por dunas estabilizadas, bordes escarpados (Acantilados) y playas de arenas de gruesas a medias.

El documento se enfoca principalmente al análisis y comportamiento de morfodinámica costera entorno a la barra, por lo que describe el tipo de sedimentos y playas aledañas a la zona de estudio.

Como la finalidad del documento entregado por el INH es analizar alternativas a la problemática de las inundaciones en el lago, se determinó que los elementos de carácter técnico y no atingentes, no serán de mayor relevancia para el presente estudio.

3.3 Niveles de lago Budi

Se solicitó información respecto a una base de datos o registro histórico de los niveles del lago Budi en contacto vía telefónica a la municipalidad de Saavedra, la Delegación de Puerto Dominguez y al Gremio de Pescadores de Puerto Dominguez. En todas las ocasiones se obtuvo una respuesta negativa, en donde se desconoce la existencia de alguna base de datos, sistemas de mediciones o registros del nivel del lago.

A la fecha, la información que se tiene de los niveles del lago corresponde al antecedente del punto 3.2 del presente documento. Se tiene en consideración contactar con el departamento de vialidad de la municipalidad de Saavedra, acción que se ha visto obstaculizada por la situación actual del país.

Dentro de los antecedentes dispuestos, que complementan la información respecto los niveles del lago, es el comportamiento de las corrientes, oleaje y viento. Esta información está referida principalmente a la desembocadura del lago y en sectores cercanos a la barra que se genera al llegar al nivel del mar.

Respecto a mareas y corrientes, se sabe que existe una íntima relación entre ambas, ya que durante el período de vaciante las corrientes de salida inciden sobre el oleaje generando una refracción suplementaria reduciendo la celeridad y la longitud de onda, esto efecto modifica la propagación del oleaje tendiendo a concentrarse contra el chorro. Por otro lado, Durante la llenante, la corriente fluye a favor de la dirección de propagación del oleaje, produciendo el efecto contrario al caso anterior (aumentando la longitud de onda y la celeridad) y disminuyendo la acción del oleaje en las zonas donde las velocidades del flujo son mayores.

Respecto al oleaje se tiene información sobre las condiciones reinantes y dominantes, en donde:

- **Oleaje reinante:** Corresponde al oleaje proveniente del 3er cuadrante, concentrando en 92.23% de los datos, siendo la dirección con mayor incidencia el SW con 77.4 % de los datos.
- **Oleaje dominante:** Correspondiente a la dirección con mayor N° de casos con alturas de mayores a 6.0m, es la dirección W (18.83% de incidencia).

También se tiene información respecto a la altura de olas, períodos y dirección mediante tablas de incidencia como las de la Tabla 3-1.

Tabla 3-1. Incidencia de altura de ola y dirección, del oleaje incidente en la desembocadura del lago Budi.

Direction	Wave Height (m)													Total	A(%)	C(%)	Max Height (m)
	0.00-0.50	0.50-1.00	1.00-1.50	1.50-2.00	2.00-2.50	2.50-3.00	3.00-3.50	3.50-4.00	4.00-4.50	4.50-5.00	5.00-5.50	5.50-6.00	6.00+				
0.0		2	2	28	39	61	72	103					43	554	0.86	100.00	7.92
45.0			4	1	4	3								12	0.02	99.14	2.78
90.0			1	1	5	1			53	52				8	0.01	99.12	2.68
135.0			6	19	7	7	4	3						46	0.07	99.11	3.65
180.0		1	65	177	321	302	245	138	32	3				1284	2.00	99.04	4.78
225.0		47	1145	5379	10937	12700	9698	5541	2632	985	413	181	94	49752	77.40	97.04	7.98
270.0		18	279	1380	1793	1928	1684	1311	795	482	256	117	135	10178	15.83	19.64	8.04
315.0		4	32	145	293	324	348	401	297	227	152	119	104	2446	3.81	3.81	7.84
Total	0	72	1534	7130	13399	15326	12051	7497	3809	1749	867	470	376	64280			
A(%)	0.00	0.11	2.39	11.09	20.84	23.84	18.75	11.66	5.93	2.72	1.35	0.73	0.58		100.00		
C(%)	100.00	100.00	99.89	97.50	86.41	65.56	41.72	22.97	11.31	5.39	2.66	1.32	0.58				

Fuente: Lago Budi 2010, INH.

3.4 Áreas de protección ambiental

A la fecha del 11/11/2019 se utilizó la herramienta virtual “Registro Nacional de Áreas Protegidas” del Ministerio del Medio Ambiente. De acuerdo a la base de datos dispuesta, se determinó que no existe ningún área de protección ambiental en la cual el proyecto deba o pueda interferir.

De acuerdo al artículo 11(d) del párrafo segundo de la ley sobre Bases Ambientales del Medio Ambiente, se deben someter a un Estudio de Impacto ambiental aquellos proyectos que estén localizados próximos a áreas de protección ambiental. Lo anterior no se encuentra en los alcances del proyecto, por lo que se descarta esta responsabilidad. En el caso de intervenir la zona de humedales, se recomienda realizar pertinencia ambiental y caracterización de línea base ambiental para descartar este supuesto.

3.5 Respuestas Municipalidades y la Armada de Chile.

3.5.1 Carahue y Tranapunte

Mediante un formulario WEB, se realizó una solicitud al Portal de Transparencia del Estado para el organismo Municipalidad de Carahue, con N°: MU028T0000554 y fecha de ingreso 01/10/2019. Se solicitó información de proyectos o estudios básicos en Tranapunte y También en el sector de Cendyr Náutico de Carahue, que puedan ser de validación y/o complementarios al proyecto.

Ante la solicitud, se obtuvo respuesta mediante correo electrónico donde se señala que “la Municipalidad de Carahue no ha realizado estudios en relación a estas zonas anteriormente señaladas. Específicamente en relación a topografías o mecánicas de suelo, como antecedente que pudiere conducir a realizar consulta con otros organismos, el proyecto Costanera de Carahue nace a partir del Plan de Regeneración Urbana del MINVU el año 2011 y financiado por dicha entidad, es probable que puedan haber realizado dichos estudios en la costanera de Carahue en la etapa de Diseño o ejecución.”.

3.5.2 Puerto Dominguez

Mediante un formulario WEB, se realizó una solicitud al Portal de Transparencia del Estado para el organismo Municipalidad de Saavedra, con N°: MU277T0000460 y fecha de ingreso 01/10/2019. Se solicitó información de proyectos o estudios básicos en la localidad de puerto Dominguez o en el lago Budi, que puedan ser de validación y/o complementarios al proyecto.

De la misma manera, mediante un formulario WEB, se realizó una solicitud al Portal de Transparencia del Estado para el organismo Armada de Chile, con N°: AD007T0003762.y fecha de ingreso 02/10/2019. Se solicitó información de proyectos o estudios básicos en la localidad de puerto Dominguez o en el lago Budi, que puedan ser de validación y/o complementarios al proyecto.

Antes la solicitud realizada a la municipalidad de Saavedra, se obtuvo respuesta por correo electrónico que señala que “Puedo informar a usted que no hay proyectos o Estudios Básicos en la Localidad de Puerto Domínguez o en el Lago Budi”.

A su vez, se informa que a la fecha no se tiene respuesta por parte de la Armada de Chile.

4 TOPOGRAFÍA

4.1 Tranapunte y Cendyr Náutico (Carahue)

4.1.1 Levantamiento de terreno

4.1.1.1 Introducción

El presente capítulo entrega los resultados del Levantamiento Topográfico y vuelo Drone realizado en el sector Ribera norte y sur Río Imperial localidad de Carahue, sector ribera norte y sur Río Imperial localidad de Tranapunte, con el propósito de entregar la representación fiel del terreno, las obras y elementos existentes en el sector de estudio y generar los estudios de las condiciones naturales para las obras de conservación y mejoramiento del Borde Costero. Para el desarrollo del levantamiento se utilizaron todas aquellas normativas señaladas en los Términos de Referencia, las cuales fueron aplicadas sin omisiones y/o sustituciones de manera de lograr los resultados técnicos esperados para un trabajo de esta naturaleza.

4.1.1.2 Objetivo

Determinar mediante un levantamiento topográfico de un área acotada las variaciones que representen los elementos físicos que se encuentran fijos en dichos espacios y todo el sector de emplazamiento del proyecto, de modo de contar con la información necesaria para el diseño y mejoramiento de las obras programadas de manera certera y actualizada. Del mismo modo, se debe realizar un levantamiento aerofotogramétrico con utilización de un Drone indicado en los TDR y documentos anexos, debiendo plasmar la planimetría y la fotogrametría de manera sea representada en un solo conjunto.

Tabla 4-1. Bitácora de trabajos

BITACORA DE ACTIVIDADES Y TRABAJOS SECTOR TALTAL	
FECHA	ACTIVIDAD
Miércoles 31 marzo de 2019	Viaje
PM	Santiago Temuco Carahue
Jueves 1 agosto 2019	Actividades
AM	Inicio de trabajos Revisión de Vertices.
1300	Instalación vertices Carahue y Tranapunte.
1600	Mediciones GNSS poligonal Tranapunte
1800	Fin trabajos diarios.
Viernes 2 agosto 2019	Actividades
1100	Medición GNSS entre NEO1 ubicado en Nehuente y TRA1 en Tranapunte.
	Topografía
1600	Mediciones GNSS entre CR01 ubicado en Carahue y CH01
1700	Medición Poligonal Carahue.
Jueves 8 agosto 2019	Actividades
1100	Levantamiento topográfico y vuelo DRONE Tranapunte. Base TRA1.
1400	Levantamiento topográfico y vuelo DRONE Carahue. Base CR01
Jueves 4 de septiembre de 2019	Actividades
1000	Nivelación Poligonal Tranapunte TRA1.TRA2-TRA3
1100	Topografía GNSS RTK Tranapunte, apoyo y vuelo ortofoto
1800	Finalización topografía y trabajos Tranapunte.
Viernes 5 de septiembre de 2019	Actividades
1000	Nivelación poligonal Carahue CH1-CH2-CH3.
1100	Topografía GNSS RTK Carahue, apoyo y control vuelo Ortofoto.
1800	Finalización topografía y trabajos Carahue.
2300	Regreso a Santiago.

4.1.1.3 *Nivel de referencia y monolitos*

4.1.1.3.1 Nivel de Reducción de Sondas

El nivel de referencia vertical empleado es el NRS que contiene las cotas proporcionadas por el mandante la Dirección de Obras Portuarias en los sectores de Nehuentué (NE01) y Carahue (CR01).

4.1.1.3.2 Nivelación Geométrica

Con el propósito de vincular el nivel de referencia NRS proporcionado por la DOP, con toda la topografía y los vértices creados procedió a realizar una vinculación geodésica entre el vértice NEO1 ubicado en Nehuentué y TRA1 ubicado en Tranapunte, para posteriormente realizar una nivelación geométrica desde el vértice TRA1 a los vértices TRA2, y TRA3. Del mismo modo se realizó una nivelación geométrica en la localidad de Carahue entre el vértice CR01 y CH01, CH02 y CH03, dejando así toda la red vinculada al Nivel de Referencia proporcionado en ambas localidades.

Las precisiones de todas las nivelaciones geométricas están dadas por el II Orden Geodésico con la fórmula:

$$\pm \sqrt[2]{5 \times k}$$

Donde K, es la distancia recorrida en kilómetros.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 4-2. Nivelación Cerrada Carahue

		NIVELACION CERRADA					
Desde	Hasta	Circuito Ida		Circuito Vuelta		Error Cierre	
		L Atrás	L Adelante	L Atrás	L Adelante		
CRO1		1,3847			1,4376	7,675	Cota Inicial
	CH1		1,2968	1,3488			
						7,763	Cota Final
Desnivel		0,088		-0,089		-0,001	
Desnivel Promedio		0,088					
	Distancia Recorrida	110,457					
	Tolerancia	3 mm					
NIVELACION CERRADA CARAHUE							
Desde	Hasta	Circuito Ida		Circuito Vuelta		Error Cierre	
		L Atrás	L Adelante	L Atrás	L Adelante		
CRO1		1,6300			1,7011	7,675	Cota Inicial
		1,4063	1,4808	1,5526	1,3614		
	CH2		1,3635	1,3169			
						7,868	Cota Final
Desnivel		0,192		-0,193		-0,001	
Desnivel Promedio		0,193					
	Distancia Recorrida	262,410					
	Tolerancia	5 mm					
NIVELACION CERRADA CARAHUE							
Desde	Hasta	Circuito Ida		Circuito Vuelta		Error Cierre	
		L Atrás	L Adelante	L Atrás	L Adelante		
CH2		1,655			1,692	7,868	Cota Inicial
		1,562	1,629				
	CH3		1,516	1,620			
						7,939	Cota Final
Desnivel		0,071		-0,072		0,001	
Desnivel Promedio		0,072					
	Distancia Recorrida	174,113					
	Tolerancia	4 mm					

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

		NIVELACION CERRADA TRANAPUENTE						
Desde	Hasta	Circuito Ida		Circuito Vuelta		Error Cierre		
		L Atrás	L Adelante	L Atrás	L Adelante			
TRA1		1,277554			1,237614		5,463	Cota Inicial
	TRA2		1,528859	1,488541				
							5,212	Cota Final
Desnivel		-0,251		0,251		0,000		
Desnivel Promedio		-0,251						
	Distancia Recorrida	160,300						
	Tolerancia	4 mm						
		NIVELACION CERRADA TRANAPUENTE						
Desde	Hasta	Circuito Ida		Circuito Vuelta		Error Cierre		
		L Atrás	L Adelante	L Atrás	L Adelante			
TRA2		1,248061			1,252035		5,212	Cota Inicial
	TRA3		1,599991	1,604773				
							4,860	Cota Final
Desnivel		-0,352		0,353		0,001		
Desnivel Promedio		-0,352						
	Distancia Recorrida	140,605						
	Tolerancia	4 mm						

4.1.1.3.3 Monolitos

En el sector de Tranapunte se crearon tres vértices, TRA1, TRA2 y TRA3 y en Carahue otros tres CH01, CH02 y CH03, los que debido a las condiciones del terreno y áreas de trabajo, como lo eran caminos, plazas, miradores etc, en general sectores con bastante concurrencia de personas, se propuso y decidió monumentar sobre losas de concreto, pavimentos de hormigón y soleras, de acuerdo a las indicaciones de los TDR y lo propuesto en la Metodología los cuales fueron materializados con un perno de 15 mm anclado y fijo con un adhesivo epóxico. Este perno tiene una placa la cual tiene por siglas el nombre del vértice, el año de Monumentación y que pertenece a la DOP.

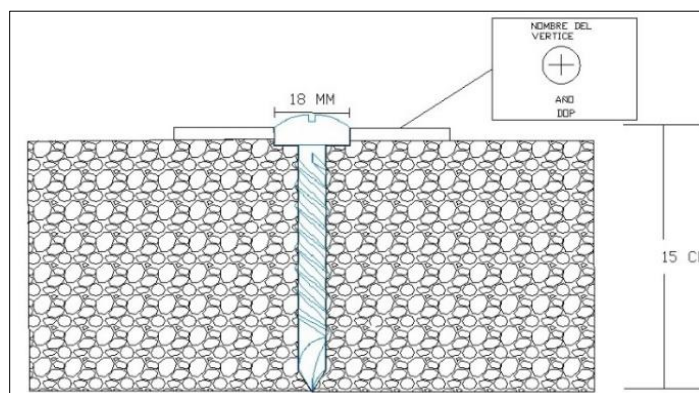


Imagen 4-1: Modelo de la Marca Instalada.

4.1.1.4 Georreferenciación

Se realizó una poligonal radial desde el Vértice DOP NE01, ubicado en la localidad de Nehuentué a TRA1, monumentado por la consultora en la localidad de Tranapunte, vinculando desde este último los otros dos vértices monumentados por la consultora en dicha localidad TRA2 y TRA3.

Del mismo modo, en la localidad de Carahue se realizó una vinculación radial entre el vértice DOP CR01 y los tres vértices monumentados por la consultora en la localidad CH01, CH02 y CH03.

Dichas vinculaciones permitieron dejar todas las redes de vértices creados con georreferenciación en datum WGS-84.

La precisión de las mediciones está dada por el anexo "D" de la Pub. SHOA 3109. (Tabla N°7)

Las mediciones fueron hechas con receptores geodésicos de doble frecuencia con 12 canales, empleando un tiempo de medición establecido en el instructivo, el cual fue en función de las distancias de los vectores a medir.

Se proporcionan los datos en el formato Trimble y Rinex.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 4-4. Cuadro de Coordenadas Obtenidas

CARAHUE CUADRO DE COORDENADAS VERTICES CREADOS UTM Y GEOGRAFICAS WGS-84, ZONA 18						
VERTICE	NORTE	ESTE	LATITUD	LONGITUD	NRS	ALTURA
CR01(BASE)	5713274,281	658985,159	38°42' 53,61112"S	73°10' 16,87218"W	7,675	NRS DOP
CH01	5713221,296	658991,098	38°42' 55,32536"S	73°10' 16,58259"W	7,502	NIVELACION GEOMETRICA
CH02	5713401,040	659010,422	38°42' 49,48450"S	73°10' 15,93136"W	7,978	NIVELACION GEOMETRICA
CH03	5713486,546	659009,694	38°42' 46,71236"S	73°10' 16,03219"W	7,679	NIVELACION GEOMETRICA
TRANAPUNTE CUADRO DE COORDENADAS VERTICES CREADOS UTM Y GEOGRAFICAS WGS-84, ZONA 18						
VERTICE	NORTE	ESTE	LATITUD	LONGITUD	NRS	ALTURA
NE01 (BASE)	5710256,610	637745,430	38°44' 44,30915"S	73°24' 53,85031"W	3,029	NRS DOP
TRA1	5715649,171	643436,858	38°41' 46,17156"S	73°21' 02,19223"W	5,463	VINCULACION GNSS
TRA2	5715710,207	643487,419	38°41' 44,16268"S	73°21' 00,14549"W	5,262	NIVELACION GEOMETRICA
TRA3	5715752,029	643542,889	38°41' 42,77402"S	73°20' 57,88126"W	4,953	NIVELACION GEOMETRICA



Foto 4-1: GPS instalado en NE01 (Nehuentué).

Tabla 4-5. Estándares de Precisión

De acuerdo a las técnicas diferenciales del Sistema de Posicionamiento Global en los levantamientos geodésicos, éstos se clasifican de acuerdo a un orden de exactitud relativa con un nivel de confianza del 95%.

ORDEN	ERROR BASE (CM)	NIVEL DE CONFIABILIDAD DE 95%	
		P (ppm)	(1 : a)
AA	0,3	0,01	1 : 100.000.000
A	0,5	0,1	1 : 10.000.000
B	0,8	1	1 : 1.000.000
C 1	1,0	10	1 : 100.000

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

4.1.1.4.1 Monografías creadas

Las monografías se instalaron en elementos fijos, inamovibles y claramente identificados, en las soleras del camino costero. Se descarto utilizar monolitos pues quedarían en terreno fuera de faja y fácil remoción futura.

MONOGRAFÍA DE COTA DE VÉRTICE

VÉRTICE: CH1 COMUNA: CARAHUE	PROVINCIA: CAUTIN REGIÓN : ARAUCANIA														
FOTO GENERAL 	FOTO PRINCIPAL 														
COORDENADAS UTM - GEOGRÁFICAS <table border="1"> <tr> <td>NORTE WGS-84</td><td>: 5713221.296</td></tr> <tr> <td>ESTE WGS-84</td><td>: 658991.098</td></tr> <tr> <td>LATITUD WGS-84</td><td>: 38°42'55.32536"S</td></tr> <tr> <td>LONGITUD WGS-84</td><td>: 73°10'16.58259"W</td></tr> <tr> <td>ALTURA AL N.R.S.</td><td>: 7.763 m.</td></tr> <tr> <td>MERIDIANO CENTRAL</td><td>: 75</td></tr> <tr> <td>ZONA</td><td>: 18</td></tr> </table>	NORTE WGS-84	: 5713221.296	ESTE WGS-84	: 658991.098	LATITUD WGS-84	: 38°42'55.32536"S	LONGITUD WGS-84	: 73°10'16.58259"W	ALTURA AL N.R.S.	: 7.763 m.	MERIDIANO CENTRAL	: 75	ZONA	: 18	DESCRIPCIÓN: El vértice CH1 se ubica en solera ruta S-36, en inicio de acera, esquina estacionamiento CENDYR. Este vértice se encuentra materializado por un perno empotrado en hormigón de la solera con una placa en la que se visualiza DOP- CH1. Este vértice se encuentra georreferenciado al vértice CR01, perteneciente a un estudio DOP, ubicado en CENDYR de Carahue y cuenta con cota NRS.
NORTE WGS-84	: 5713221.296														
ESTE WGS-84	: 658991.098														
LATITUD WGS-84	: 38°42'55.32536"S														
LONGITUD WGS-84	: 73°10'16.58259"W														
ALTURA AL N.R.S.	: 7.763 m.														
MERIDIANO CENTRAL	: 75														
ZONA	: 18														

MONOGRAFÍA DE COTA DE VÉRTICE

VÉRTICE: CH2 COMUNA: CARAHUE	PROVINCIA: CAUTIN REGIÓN : ARAUCANIA
FOTO GENERAL 	FOTO PRINCIPAL 
COORDENADAS UTM - GEOGRÁFICAS	DESCRIPCIÓN: El vértice CH02 se ubica en solera ruta S-36, en inicio de solera, esquina salida pasaje frente al CENDYR. Este vértice se encuentra materializado por un perno empotrado en hormigón de la solera con una placa en la que se visualiza DOP- CH1. Este vértice se encuentra georreferenciado al vértice CR01, perteneciente a un estudio DOP, ubicado en CENDYR de Carahue y cuenta con cota NRS.
NORTE WGS-84 : 5713401.04	
ESTE WGS-84 : 659010.422	
LATITUD WGS-84 : S38°42'49.48450"	
LONGITUD WGS-84 : W73°10'15.93136"	
ALTURA AL N.R.S. : 7.868 m.	
MERIDIANO CENTRAL : 75	
ZONA : 18	

MONOGRAFÍA DE COTA DE VÉRTICE

VÉRTICE: CH3 COMUNA: CARAHUE	PROVINCIA: CAUTIN REGIÓN : ARAUCANIA														
FOTO GENERAL 	FOTO PRINCIPAL 														
COORDENADAS UTM - GEOGRÁFICAS <table border="1" data-bbox="261 1052 802 1631"> <tr> <td>NORTE WGS-84</td><td>: 5713486.546</td></tr> <tr> <td>ESTE WGS-84</td><td>: 659009.694</td></tr> <tr> <td>LATITUD WGS-84</td><td>: 38°42'46.71236"</td></tr> <tr> <td>LONGITUD WGS-84</td><td>: W73°10'16.03219"</td></tr> <tr> <td>ALTURA AL N.R.S.</td><td>: 7.939 m.</td></tr> <tr> <td>MERIDIANO CENTRAL</td><td>: 75</td></tr> <tr> <td>ZONA</td><td>: 18</td></tr> </table>	NORTE WGS-84	: 5713486.546	ESTE WGS-84	: 659009.694	LATITUD WGS-84	: 38°42'46.71236"	LONGITUD WGS-84	: W73°10'16.03219"	ALTURA AL N.R.S.	: 7.939 m.	MERIDIANO CENTRAL	: 75	ZONA	: 18	DESCRIPCIÓN: El vértice CH3 se ubica en solera ruta S-36, por la costanera de Río Imperial. Este vértice se encuentra materializado por un perno empotrado en hormigón de la solera con una placa en la que se visualiza DOP- CH3. Este vértice se encuentra georreferenciado al vértice CR01, perteneciente a un estudio DOP, ubicado en CENDYR de Carahue y cuenta con cota NRS.
NORTE WGS-84	: 5713486.546														
ESTE WGS-84	: 659009.694														
LATITUD WGS-84	: 38°42'46.71236"														
LONGITUD WGS-84	: W73°10'16.03219"														
ALTURA AL N.R.S.	: 7.939 m.														
MERIDIANO CENTRAL	: 75														
ZONA	: 18														

MONOGRAFÍA DE COTA DE VÉRTICE

VÉRTICE: TRA1 COMUNA: CARAHUE	PROVINCIA: CAUTIN REGIÓN : ARAUCANIA														
FOTO GENERAL 	FOTO PRINCIPAL 														
COORDENADAS UTM - GEOGRÁFICAS <table border="1"> <tr> <td>NORTE WGS-84</td><td>: 5715649.171</td></tr> <tr> <td>ESTE WGS-84</td><td>: 643436.858</td></tr> <tr> <td>LATITUD WGS-84</td><td>: S38°41'46.17156"</td></tr> <tr> <td>LONGITUD WGS-84</td><td>: W73°21'02.19223"</td></tr> <tr> <td>ALTURA AL N.R.S.</td><td>: 5.463 m.</td></tr> <tr> <td>MERIDIANO CENTRAL</td><td>: 75</td></tr> <tr> <td>ZONA</td><td>: 18</td></tr> </table>	NORTE WGS-84	: 5715649.171	ESTE WGS-84	: 643436.858	LATITUD WGS-84	: S38°41'46.17156"	LONGITUD WGS-84	: W73°21'02.19223"	ALTURA AL N.R.S.	: 5.463 m.	MERIDIANO CENTRAL	: 75	ZONA	: 18	DESCRIPCIÓN: El vértice TRA1 se ubica en Solera ruta S-36, frente al mirador, esquina calle escuela de Tranapunte. Este vértice se encuentra materializado por un perno empotrado en hormigón de la solera con una placa en la que se visualiza DOP- TRA1. Este vértice se encuentra georreferenciado al vértice NE01, perteneciente a un estudio DOP, ubicado en la localidad de Nehuentue y cuenta con cota NRS.
NORTE WGS-84	: 5715649.171														
ESTE WGS-84	: 643436.858														
LATITUD WGS-84	: S38°41'46.17156"														
LONGITUD WGS-84	: W73°21'02.19223"														
ALTURA AL N.R.S.	: 5.463 m.														
MERIDIANO CENTRAL	: 75														
ZONA	: 18														

MONOGRAFÍA DE COTA DE VÉRTICE

VÉRTICE: TRA2 COMUNA: CARAHUE	PROVINCIA: CAUTIN REGIÓN : ARAUCANIA														
FOTO GENERAL 	FOTO PRINCIPAL 														
COORDENADAS UTM - GEOGRÁFICAS <table border="1"> <tr> <td>NORTE WGS-84</td><td>: 5715710.207</td></tr> <tr> <td>ESTE WGS-84</td><td>: 643487.419</td></tr> <tr> <td>LATITUD WGS-84</td><td>: 38°41'44.16268"S</td></tr> <tr> <td>LONGITUD WGS-84</td><td>: 73°21'00.14549"W</td></tr> <tr> <td>ALTURA AL N.R.S.</td><td>: 5.212 m.</td></tr> <tr> <td>MERIDIANO CENTRAL</td><td>: 75</td></tr> <tr> <td>ZONA</td><td>: 18</td></tr> </table>	NORTE WGS-84	: 5715710.207	ESTE WGS-84	: 643487.419	LATITUD WGS-84	: 38°41'44.16268"S	LONGITUD WGS-84	: 73°21'00.14549"W	ALTURA AL N.R.S.	: 5.212 m.	MERIDIANO CENTRAL	: 75	ZONA	: 18	DESCRIPCIÓN: El vértice TRA2 se ubica en Solera ruta S-36, en el sector de Tranapunte frente al parque de juegos. Este vértice se encuentra materializado por un perno empotrado en hormigón de la solera con una placa en la que se visualiza DOP- TRA2. Este vértice se encuentra georreferenciado al vértice NE01, perteneciente a un estudio DOP, ubicado en la localidad de Nehuentue y cuenta con cota NRS.
NORTE WGS-84	: 5715710.207														
ESTE WGS-84	: 643487.419														
LATITUD WGS-84	: 38°41'44.16268"S														
LONGITUD WGS-84	: 73°21'00.14549"W														
ALTURA AL N.R.S.	: 5.212 m.														
MERIDIANO CENTRAL	: 75														
ZONA	: 18														

MONOGRAFÍA DE COTA DE VÉRTICE

VÉRTICE: TRA3 COMUNA: CARAHUE	PROVINCIA: CAUTIN REGIÓN : ARAUCANIA
FOTO GENERAL 	FOTO PRINCIPAL 
COORDENADAS UTM - GEOGRÁFICAS	
NORTE WGS-84 : 5715752.029	DESCRIPCIÓN: El vértice TRA1 se ubica en Solera ruta S-36, en el sector de Tranapunte. Este vértice se encuentra materializado por un perno empotrado en hormigón de la solera con una placa en la que se visualiza DOP- TRA3. Este vértice se encuentra georreferenciado al vértice NE01, perteneciente a un estudio DOP, ubicado en la localidad de Nehuentue y cuenta con cota NRS.
ESTE WGS-84 : 643542.889	
LATITUD WGS-84 : 38°41'42.77402"S	
LONGITUD WGS-84 : 73°20'57.88126"S	
ALTURA AL N.R.S. : 4.860 m.	
MERIDIANO CENTRAL : 75	
ZONA : 18	

4.1.1.5 *Levantamiento topográfico*

El día 4 y 5 de agosto de 2019, se inició las actividades realizando apoyo Geodésico para la topografía y vuelo con drone para la obtención de la ortofoto de apoyo.

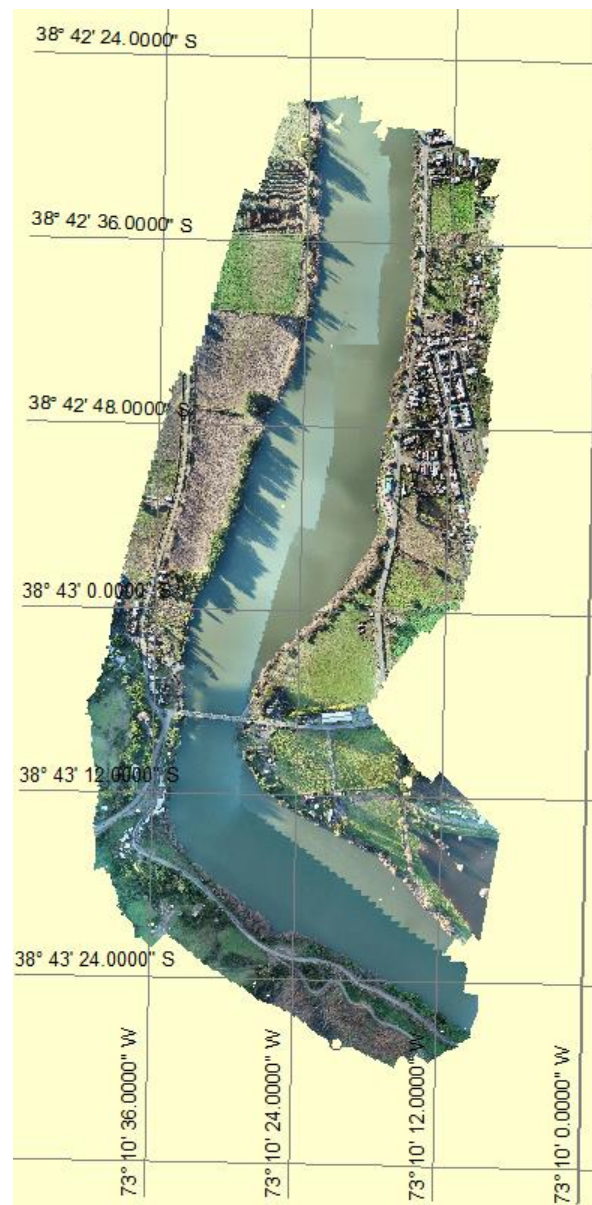


Imagen 4-2: Superposición de Imagen de Ortofoto Carahue y Tranapunte (1)



Imagen 4-3: Superposición de Imagen de Ortofoto Carahue y Tranapunte (2)

El día 1 y 2 de agosto de 2019, una vez realizado el apoyo y las correspondientes monumentaciones de los vértices, se dio inicio a las actividades de topografía de las obras y elemento que se encontraban en el área indicada en los TDR.

Planimétricamente el Levantamiento topográfico quedó referido al sistema WGS-84 (SIRGAS) con coordenadas UTM Huso 18 obtenidas de los vértices DOP NE01 y CR01, ubicados en Nehuentué y Carahue respectivamente.

Las mediciones fueron realizadas con una Estación Total Trimble, mediante ángulos y distancias electrónicas, se radió los puntos necesarios para determinar fielmente la topografía, la cual cubrió toda el área solicitada, se incluyó accidentes naturales y/o artificiales, vías, plazas, edificaciones y el en particular toda la franja que cubre desde el borde río hasta 50 metros tierra adentro.

En el plano elaborado se trazaron curvas de nivel cada medio metro a escala 1:500.

La topografía quedó referida al Nivel de Reducción de Sondas obtenido desde las nivelaciones geométricas desde los vértices proporcionados por la DOP, los cuales estaban ubicados en la localidad de Nehuentué (NE01) y Carahue (CR01).

Posteriormente se calzó con antecedente entregado por la DOP para generar planos topobatimétricos en cada localidad.

4.1.1.6 LEVANTAMIENTO CON UAV DE APOYO TOPOGRÁFICO

Se realizó un recorrido panorámico con UAV con propósitos fotogramétricos, para lo cual se obtuvo una ortofotografía georreferenciada de toda la superficie levantada a una resolución menor a 7 cm² por pixel. Se entrega respaldo digital de las ortofotos georreferenciadas en formato *.tif *.HD y en formato pdf de baja resolución.

Las ortofotos georreferenciadas obtenidas son de alta calidad, las cuales fueron utilizadas para realizar los fotomontajes e interpretaciones 2D horizontales del terreno de las cuales se extrajeron detalles topográficos de las áreas de interés, edificaciones mayores, caminos principales y estructuras destacadas, sirviendo como apoyo a los trabajos de conservación del proyecto.

Todos los archivos recopilados serán entregados en sus resoluciones y formatos nativos, sin ediciones y no se incorporaron logos, excepto las ortofotos, que son producto de un proceso de restitución fotogramétrica y son entregadas en formatos genéricos que pueden ser interpretadas por cualquier software GIS.

4.1.1.6.1 Metodología Vuelo UAV

Una vez definida el área a levantar, se realizó la planificación del vuelo, para asegurar una buena cobertura y resolución, se consideró una altura de vuelo apropiada según requerimiento de detalle del terreno, un buen traslape y solape entre las fotografías y velocidad de vuelo, entre otras.

4.1.1.6.2 Medición de Puntos de Control

Posteriormente se midió los puntos de control en terreno, mediante el uso de GPS geodésico Doble frecuencia, con ello se garantiza la correcta georreferenciación del ortomosaico y modelo digital del terreno.

Para el establecimiento del sistema de referencia de coordenadas, se procedió a medir alrededor de 150 puntos de control para validar el modelo aerofotogramétrico y en zonas críticas se tomaron puntos adicionales para complementar la topografía.

4.1.1.6.3 Procesamiento de la Información

Para el procesamiento de las imágenes capturadas por el UAV se utilizó el software Agisoft Photoscan, que a partir de set de fotografías aéreas obtenidas y valores balanceo, deriva y cabeceo y los puntos de control de terreno permitió georreferenciar y orientar los modelos, la tridimensionalidad se obtuvo a partir de los algoritmos de correlación de píxeles. Con Agisoft Photoscan se obtienen modelos digitales, nube de puntos, ortomosaicos y cálculo de superficies.

Cloud Compare es una herramienta donde se edita directamente la malla de puntos sobre el modelo estéreo, dándole así la forma topográfica real del terreno, obteniendo diversos productos topográficos y luego exportarla al formato requerido DWG.

Con el objeto de correlacionar de manera certera los puntos obtenidos de los modelos y superficies, se realizó en terreno mediciones de perfiles de referencia cada 200 metros con el propósito de comparar las alturas y posiciones entregadas en el proceso fotogramétrico. Dichos perfiles fueron distribuidos por toda el área de manera proporcional.

4.2 Puerto Domínguez

Dentro de los antecedentes dispuestos por la Dirección de Obras Portuarias, se consideró como suficiente la información topográfica contenida en el plano digital mencionado en el punto 3.1 del presente documento. No era parte del alcance de los trabajos.

5 MECANICA DE SUELOS

5.1 Tranapunte

5.1.1 Trabajos de terreno

El informe de terreno se presenta en el anexo 3.1 (a) de la presente entrega.

5.1.2 IMS

5.1.2.1 ALCANCES

A continuación, se entregan los alcances del estudio de mecánica de suelos desarrollado, el que ha sido preparado a partir de la visita realizada a terreno, inspección visual de los pozos de exploración, sondajes y resultados de los ensayos de laboratorio en muestras de suelo analizadas; además de los antecedentes revisados y los Términos de Referencia específicos para este proyecto “ESTUDIOS DE CONDICIONES NATURALES PARA OBRAS DE CONSERVACIÓN TRANAPUNTE, CENDYR NAUTICO Y PUERTO DOMINGUEZ”.

- Cota de Sello de Fundación;
- Análisis de Licuación;
- Tipo de fundación recomendada;
- Clasificación sísmica del suelo de fundación, DS 61 que modifica la NCh 433 Of.2009;
- Empujes de suelo sobre estructuras de contención y Tablestacas;
- Recomendaciones Tablestacas;
 - Tipo de Tablestaca y Modulo Resistente;
 - Ficha mínima y longitud de empotramiento;
 - Dimensiones de anclajes;
 - Empuje lateral caso estático y sísmico;
 - Factores de Seguridad (F.S.);
- Capacidad de soporte compresión y tracción Pilotes Tubulares 6”, 8” y 10” de diámetro;
- Recomendaciones generales de construcción para la ejecución de las nuevas obras.

5.1.2.2 ANTECEDENTES

Para la elaboración del presente estudio, se han utilizado los siguientes antecedentes técnicos:

- Estratigrafía de la calicata y sondajes de exploración. Concepción, GeoSoilDrill, octubre de 2019;
- Informe de Medición de Energía SPT, INGESTRATA, 23 de agosto de 2019;
- Norma Chilena NCh 1508 Of 2014 “Geotécnica –Estudio de Mecánica de Suelos”;
- Norma Chilena NCh2369 Of 2003 “Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales”;
- J.E. Bowles, "Foundation Analysis and Design". Ed. Mc. Graw Hill, 1977;
- Design Manual, Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, NAVFAC DM-7, March 1971;
- Gobierno de Chile, Ministerio de obras Públicas, Dirección de Vialidad, Manual de Carreteras Volumen N°3 “Instrucciones y Criterios de Diseño”, junio de 2002;
- Liquefaction Resistance of soils: “Summary Report From 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of soil”;
- Standard test Method for Standard Penetration test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soil D1586-11;

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

5.1.2.3 SUELO FUNDACIÓN

5.1.2.3.1 Geología del sitio

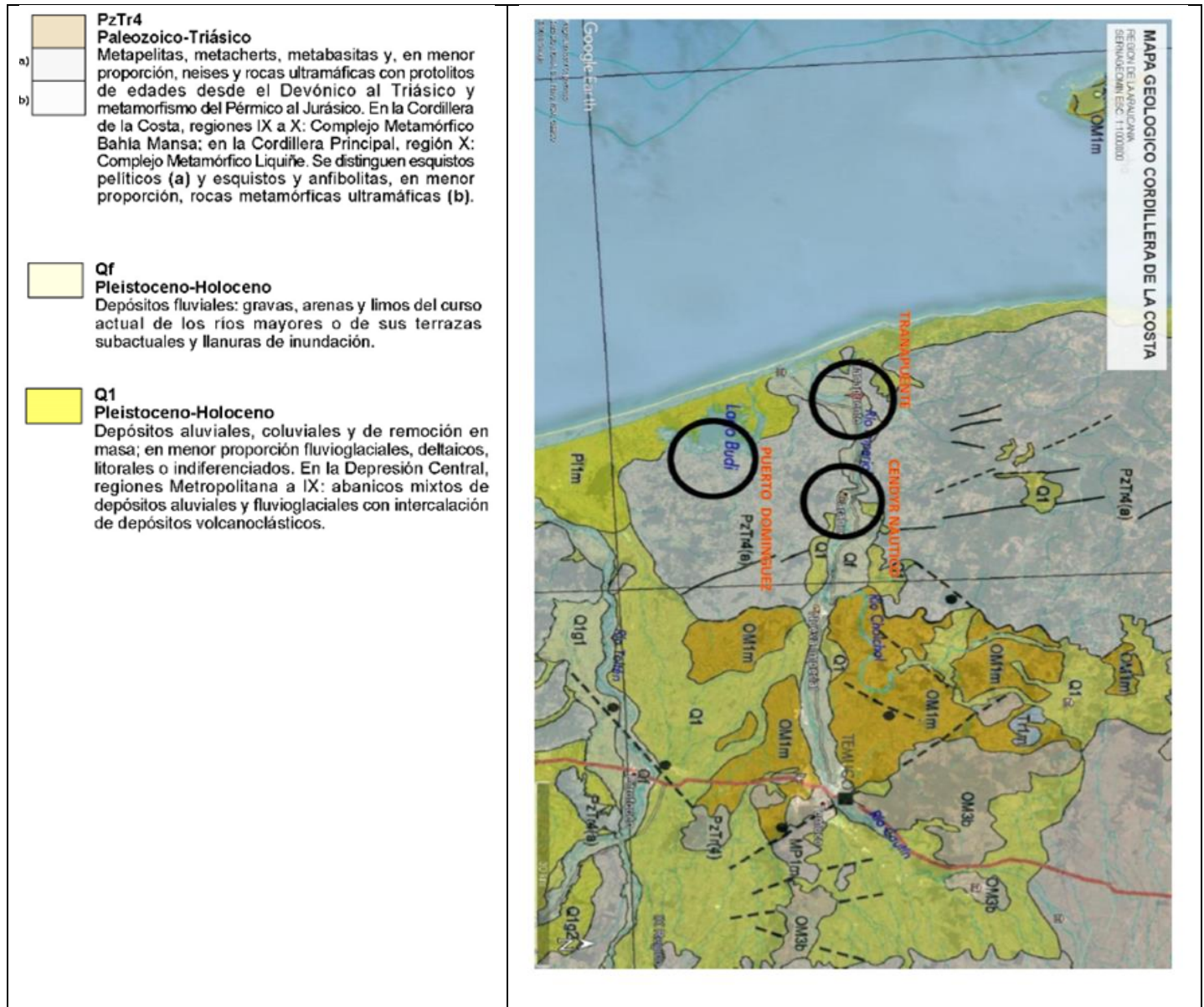


Imagen 5-1. Geología del área en estudio Araucanía Costa

5.1.2.3.2 Resultados ensayos de laboratorio y prospección

En la siguiente imagen, se muestra la ubicación del pozo y sondaje de exploración:

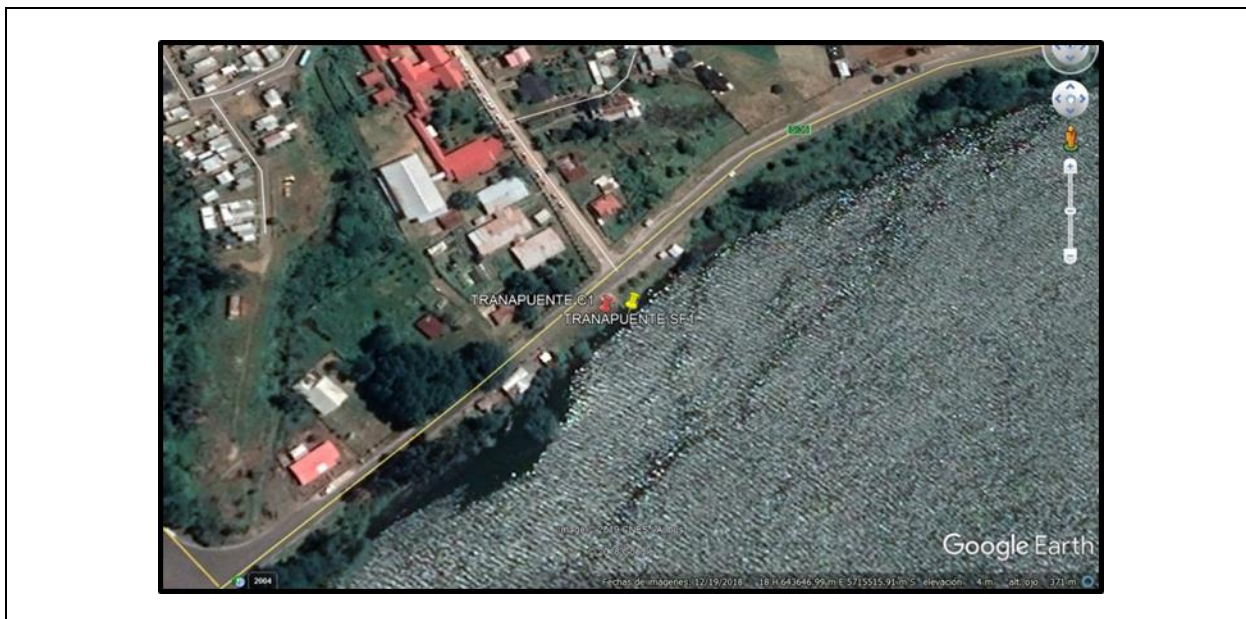


Imagen 5-2. Ubicación del sondaje y calicata.

De los ensayos ejecutados en muestras perturbadas Calicata y Sondaje, se han obtenido los siguientes resultados:

Tabla 5-1. Resumen con los resultados de los ensayos de Laboratorio Sondaje

Cota		Clasificación USCS	% de finos bajo 0.08 mm	Límite Líquido
0.60	1.05	ML	69	---
1.25	1.7	MH	98	84
2.30	2.75	MH	89	65
3.35	3.8	MH	67	83
4.40	4.85	MH	86	84
5.30	5.75	ML	82	46
6.35	6.8	MH	95	53
7.40	7.85	MH	97	77
8.40	8.85	CL	75	42
9.40	9.8	SM	20	NP
10.35	10.49	SM	16	NP
11.40	11.54	SP	0	NP
12.37	12.47	SM	14	NP
13.20	13.29	SP	1	NP
14.25	14.31	SM	13	NP
15.40	15.85	SP	0	NP

De los ensayos de corte directo ejecutados a 0.50 kg/cm², 1.0 kg/cm² y 2.0 kg/cm² de presión vertical (σ_1), se han obtenido los siguientes resultados para la envolvente en la falla:

Muestra Sondaje – Recompactada – (Cota: 9.40 – 15.85 m):

ϕ = 33.00° (Angulo de Fricción Interna);

c = 0.002 ton/m² (Cohesión);

γ = 1.74 ton/m³ (Peso unitario natural húmedo);

5.1.2.3.3 Modelo estratigráfico

A partir de los trabajos realizados y tal como se indica en los anexos adjuntos, con las estratigrafías detalladas de los sondajes y calicatas de exploración, se han adoptado los siguientes modelos estratigráficos, para efectos del análisis de Licuación, diseño de fundaciones y recomendaciones de construcción. Estos modelos han sido elaborados considerando las cotas medidas en terreno en cada punto de exploración (Cotas Locales).

Tabla 5-2. Modelo Estratigráfico Calicata

Horizonte	Cotas Límites		Descripción
	Locales (m)		
	Inicio	Final	
H - 1	0.00	0.10	Capa vegetal
H - 2	0.10	2.00	Arena limosa, color gris claro, tamaño medio, humedad alta (28.4%), compacidad media. Presenta gravas, color gris tamaño máximo 1” aproximadamente, canto rodado en baja proporción. Posible relleno artificial compactado. Dens. Natural Seca: 1.33 gr/cm2 Dens. Natural húmeda: 1.63 gr/cm2 Humedad Densidad: 22.7%

Nota: Nivel freático no detectado (02 de agosto de 2019);

Tabla 5-3. Modelo Estratigráfico sondaje

Horizonte	Cotas Límites		Descripción	Nspt	(N1) ₆₀
	Locales (m)				
	Inicio	Final			
H - 1	0.00	1.20	Fango fluvial	---	---
H - 2	1.20	8.35	Limo, color café claro, humedad alta, consistencia baja, plasticidad media a alta.	3 - 7	5 - 10
H - 3	8.35	9.20	Arcilla arenosa, color café claro, humedad alta, consistencia baja, dureza media a rígida, plasticidad media alta.	7	10
H - 4	9.20	16.40	Arenisca (arena limosa en estado cementado), color café claro, tamaño fino, humedad alta, compacidad alta. Presenta gravas, color gris, tamaño máximo 3/8” aproximadamente, canto rodado en baja proporción.	44 – R*	52 – R*

Nota: * R° más de 100 golpes por pie de penetración de la cuchara normal

5.1.2.3.4 Propiedades geomecánicas

Para definir las propiedades mecánicas del suelo de fundación, limos de alta plasticidad (MH) y arenas pobremente graduadas (SP), se han utilizado las siguientes recomendaciones:

- Suelos finos (H-2 y H-3 - Tabla 5-6), respetando lo que la literatura propone para evaluar la resistencia al corte no drenado a través de la siguiente expresión:

$$S_u = f_1 N_{60} \quad (\text{Kpa})$$

Donde f_1 es un factor multiplicador (Stroud 1974, p374). En la literatura podemos encontrar distintos valores para f_1 , en función de la plasticidad del suelo

Tabla 5-4. Valores f_1 según plasticidades

Autor	Tipo de Suelo	f_1 rango	f_1 promedio
Sowes	Arcilla de alta Plasticidad	7.1 a 16.5	-
	Arcilla de Plasticidad media	4.7 a 9.5	-
	Arcilla de baja Plasticidad	2.4 a 4.7	-
Stroud	35<IP<65	4 a 5	-
	IP<20	>6	-
Sivrikaya & E Togrol	Suelo de grano Fino	2 a 17.5	6.09
	CH	2.25 a 17.5	7.52
	Arcilla	2.12 a 17.5	6.38
	CL	2.12 a 13	4.98
	ML	2.68 a 6.67	4.22
	MH	2 a 6.88	3.8

Para efectos de diseño, considerando la baja a media plasticidad del suelo, se ha adoptado conservadoramente $f_1 = 4.5$ ($(N1)_{60} = 9$ golpes/pie) $\Rightarrow S_u = f_1 N_{60} = 40.0 \text{ KPa}$.

Respecto de los suelos arenosos (H-4 –Tabla 5-6), a partir de lo que la literatura propone para este caso:

Tabla 5-5. Valores ϕ , D_r y peso unitario (γ) basados los N_{spt} (suelos arenosos Estrato H-3)

J.E. Bowles Ed. Mc. Graw Hill, 1977

Empirical values for ϕ , D_r , and unit weight of granular soils based on the SPT at about 6 m depth and normally consolidated [approximately, $\phi = 28^\circ + 15^\circ D_r (\pm 2^\circ)$]					
Description	Very loose	Loose	Medium	Dense	Very dense
Relative density D_r	0	0.15	0.35	0.65	0.85
SPT N'_{70} : fine	1–2	3–6	7–15	16–30	?
medium	2–3	4–7	8–20	21–40	> 40
coarse	3–6	5–9	10–25	26–45	> 45
ϕ : fine	26–28	28–30	30–34	33–38	
medium	27–28	30–32	32–36	36–42	< 50
coarse	28–30	30–34	33–40	40–50	
γ_{wet} , kN/m ³	11–16*	14–18	17–20	17–22	20–23

* Excavated soil or material dumped from a truck has a unit weight of 11 to 14 kN/m³ and must be quite dense to weigh much over 21 kN/m³. No existing soil has a $D_r = 0.00$ nor a value of 1.00. Common ranges are from 0.3 to 0.7.

(Joseph E. Bowles pág.163. 5ª Ed.)

Dado que $(N1)_{60} > 50$ golpes/pie, se adopta:

$\phi = 40^\circ$ (Angulo de Fricción Interna);

$c = 0.00 \text{ ton/m}^2$ (cohesión);

$\gamma = 2.00 \text{ ton/m}^3$ (peso unitario saturado);

Por lo tanto, dado el origen geológico de la zona es estudio, la descripción visual del sondaje, calicata y resultados de los ensayos de laboratorio, se han adoptado de manera conservadora, las siguientes propiedades mecánicas de resistencia al corte y esfuerzo deformación del suelo de fundación:

Tabla 5-6. Propiedades Geomecánicas Suelo Fundación

Unidad	Peso Unitario γ (ton/m ³)	Peso Unitario Boyante γ' (ton/m ³)	Angulo de Fricción Interna ϕ	Cohesión c (ton/m ²)	Resistencia al corte No drenado S_u (ton/m ²)	Módulo de Elasticidad E (ton/m ²)	Razón de Poisson μ	USO
Limo de alta plasticidad (H-2 y H-3)	1.80	1.000	20	2.50	4.00	300+300z	0.45	Zapatas Superficiales
Arena pobremente graduada (H-4)	2.10	1.10	40	0.00	0.00	4000 $\sqrt{z}$	0.30	Pilotes/Maestras
Relleno Integral (compactado controlado)	2.00	1.10	38	0.00	---	4000 $\sqrt{z}$	0.30	Zapatas Superficiales

Nota: Las propiedades definidas para H-2, se aplicarán para el diseño de zapatas superficiales y fundaciones muros de contención;

- Respecto de la consolidación, se tienen los siguientes coeficientes, estimados a partir de los resultados de los ensayos de laboratorio ejecutados:

Tabla 5-7. Valores coeficientes de compresibilidad del suelo natural (estratos H-2 y H-3 – Tabla 5-6)

Nagaraj and Srinivasa Murthy (1985, 1986);

cota	humedad	G	ω (%)	e_0	ω_L (%)	C_c	C_r	p_o (Kpa)
2.53	88.5	2.56	0.885	2.26	65	0.39	0.08	0.02
3.05					---	---	---	---
3.58	83.3	2.41	0.833	2.01	83	0.47	0.09	1.75
4.10					---	---	---	---
4.63	96.4	2.53	0.964	2.43	84	0.50	0.10	0.28
5.08					---	---	---	---
5.53	57.3	2.54	0.573	1.45	46	0.27	0.05	0.08
6.05					---	---	---	---
6.58	72.7	2.61	0.727	1.90	53	0.32	0.06	0.02
7.10					---	---	---	---
7.63	97.1	2.47	0.971	2.40	77	0.45	0.09	0.06

Donde:

- G : Gravedad específica;
- ω : Humedad Natural en %, se ha supuesto suelo 100% saturado;
- e_0 : relación de vacíos inicial;
- ω_L : Límite Líquido en %;

p'_c : Presión de preconsolidación (KPa);

p'_o : Presión efectiva al nivel z (KPa)

C_c : Índice de compresión:

$$C_c = 0.000234\omega_L G$$

C_r : Índice de recompresión

$$C_r = 0.000463\omega_L G$$

P_c : Presión de preconsolidación (KPa)

$$\log_{10} p'_c = 5.97 - 5.32(\omega/\omega_L) - 0.25\log_{10} p'_o$$

$$p'_o = \gamma'_s \cdot z$$

- A partir de los antecedentes disponibles y resultados de los ensayos de laboratorio ejecutados se puede apreciar la presencia de un suelo fino normalmente consolidado, en un espesor aproximado de 10 m.

5.1.2.4 ANÁLISIS DE LICUACIÓN

Al considerar las recomendaciones entregadas en los procedimientos simplificados presentados en el Journal of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, October 2001/819 (1996), se ha analizado el riesgo de licuación para el caso de suelos arenosos. En el caso de suelos arcillosos y limosos, con un porcentaje de finos bajo 0.08 mm > 50%, quedan fuera de las competencias de este documento, analizándose por lo tanto a través de la Norma China Modificada (1991 - 1994).

5.1.2.4.1.1 Suelos Finos ($z < 10.00$ m)

En el sondaje ejecutado, se han encontrado suelos finos limosos que llegan aproximadamente hasta los 10.0 m de profundidad, los que se encuentra bajo napa. Esta unidad presenta un alto porcentaje de finos bajo 0.08 mm (>50% de finos bajo 0.08 mm), además de una consistencia blanda a semidura. El suelo que la constituye, en general, tiene un límite líquido mayor al 40%, (Tabla 5-1); por lo que el estándar ante la licuación, como se muestra en la Imagen 5-3. está en el rango seguro.

Aun así, existen estudios internacionales respecto de la licuación de suelos finos con un $IP < 12$ (Brey&Sancio, 2006), recomendando que es necesario hacer estudios más profundos según sea el caso (descartando en inicio la aplicación directa del Criterio Chino, Wang 1979) y la experiencia nacional asociada al fenómeno de licuación (Licuefacción en Chile: lecciones del sismo del Maule del 27 de febrero de 2010), señalando que ésta se produce principalmente en arenas (SP, SC, SM, SW del Cuaternario principalmente) y que para arenas finas limosas a limos arenosos de origen volcánico (SM, ML del Cuaternario) saturadas con un Límite

Líquido inferior 35% es baja pero no nulo y depende principalmente de la duración del sismo, magnitud y contenido de frecuencias de éste.

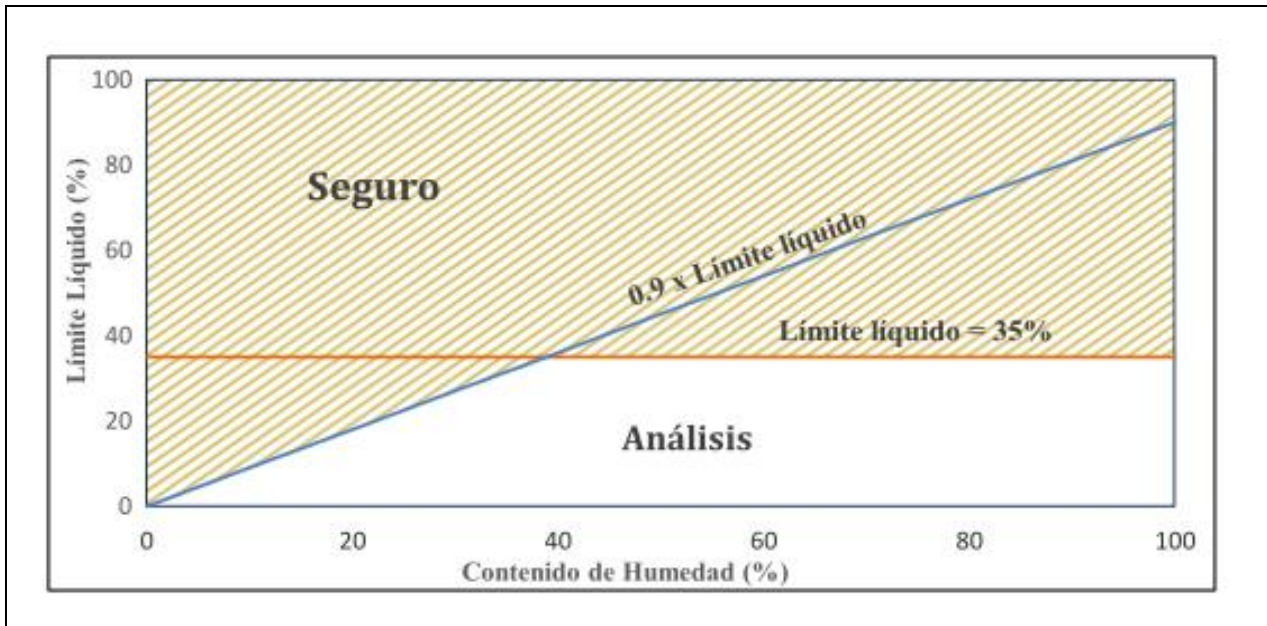


Imagen 5-3. Norma China Modificada para la evaluación de licuefacción de suelos con presencia de finos Finn, (1991-1994)

5.1.2.4.1.2 Suelos Arenosos ($z > 10.00$ m)

CSR

Seed y Idriss (1971), han formulado la siguiente ecuación para calcular la razón de estrés Cíclico (CSR), discutido con más profundidad en el documento NCEER 1996 y 1998 talleres NCEER/NSF (Youd, et al., 2001).

$$CSR = \left(\frac{\tau_{ave}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.65 * \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{vo}} \right) * \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} * r_d$$

El valor del coeficiente de reducción (r_d), puede ser evaluado a través de las siguientes ecuaciones (Liao y Whitman 1986a):

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad \text{para } z \leq 9,15 \text{ metros}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad \text{para } 9,15 \text{ metros} < z \leq 23 \text{ metros}$$

Para una fácil evaluación, T.F. Blake, propone la siguiente ecuación para (r_d):

$$r_d = \frac{(1.000 - 0.4113z^{0.5} + 0.0405z + 0.001753z^{1.5})}{(1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2)}$$

CRR

Para la evaluación de la resistencia a la licuación (CRR), en la universidad de Texas, para arenas limpias. Rauch (1998) sugiere que esta curva podría ser aproximada por la siguiente ecuación (con sismo de magnitud $M = 7.5$ en la escala de Richter):

$$CRR_{M=7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10 * (N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

Donde:

$(N_1)_{60cs}$: Valor equivalente de arena limpia $(N_1)_{60}$, corregido por porcentaje de finos (FC)

$(N_1)_{60}$

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60}$$

Donde C_N corresponde al factor de corrección por presión de confinamiento:

$$C_N = 0.77 \log \left(\frac{20p_a}{\sigma'_v} \right) \quad (\text{Peck et al., 1974})$$

$$N_{60} = N_{spt} C_E \cdot C_r \cdot C_B \cdot C_S$$

Tabla 5-8. Factores de Corrección Nspt.

C_R	(See Fig. 9 for Rod Length Correction Factors)	
C_S	For samplers with an indented space for interior liners, but with liners omitted during sampling.	
	$C_s = 1 + \frac{N_{1,60}}{100} \quad (\text{Eq. T-1})$	
	With limits as $1.10 \leq C_s \leq 1.30$	
C_B	<u>Borehole diameter</u>	<u>Correction (C_B)</u>
	65 to 115 mm	1.00
	150 mm	1.05
	200 mm	1.15
C_E	$C_E = \frac{ER}{60\%} \quad (\text{Eq. T-2})$ where ER (efficiency ratio) is the fraction or percentage of the theoretical SPT impact hammer energy actually transmitted to the sampler, expressed as % - The best approach is to directly measure the impact energy transmitted with each blow. When available, direct energy measurements were employed. - The next best approach is to use a hammer and mechanical hammer release system that has been previously calibrated based on direct energy measurements. - Otherwise, ER must be estimated. For good field procedures, equipment and monitoring, the following guidelines are suggested:	

Nspt : Índice de Penetración Medido

CE : Factor de Corrección por la energía real aplicada (ER)

$$C_E = \frac{ER\%}{60\%}$$

En este caso, se tiene ER = 73.2%, se recomienda por tanto un factor de corrección por energía CE igual a 1.22

Donde:

N_m = medido sin corregir SPT cuenta de golpes

C_N = factor de corrección para la presión de sobrecarga efectiva

C_E = factor de corrección para el coeficiente de la energía de martillo

C_B = factor de corrección para el diámetro de la perforación

C_R = factor de corrección para la longitud de la barra

C_S = factor de corrección para muestras con o sin revestimientos.

Finalmente, $(N_1)_{60cs}$: Valor equivalente de arena limpia $(N_1)_{60}$, corregido por porcentaje de finos (FC)

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

Donde α y β se puede determinar como sigue:

$\alpha = 0$ para $FC \leq 5\%$

$\alpha = \exp[1.76 - (190 / FC^2)]$ para $5\% < FC < 35\%$

$\alpha = 5.0$ para $FC \geq 35\%$

$\beta = 1.0$ para $FC \leq 5\%$

$\beta = [0.99 + (FC^{1.5} / 1000)]$ para $5\% < FC < 35\%$

$\beta = 1.2$ para $FC \geq 35\%$

IMPORTANTE

Esta ecuación (CRR) es válida para $(N_1)_{60} < 30$. Para $(N_1)_{60} \geq 30$, granular limpio, el suelo es muy denso para licuar y clasifica como No Licuable (N.L.).

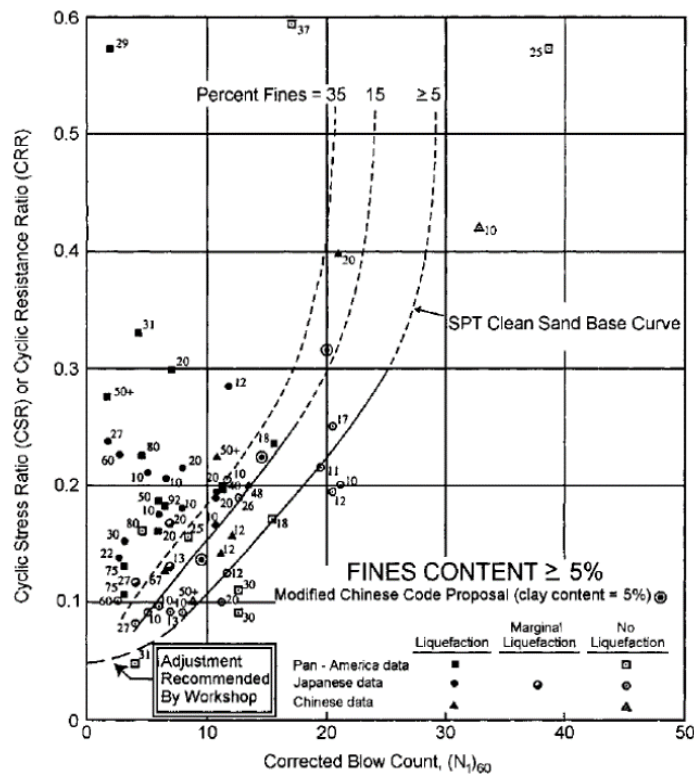


Imagen 5-4. Curva base en arenas limpias para el cálculo de CRR para un sismo de Magnitud 7.5 en la escala de Richter (Seed et al. 1985)

5.1.2.4.1.3 FACTOR DE ESCALA (MSFs)

Las Curva CRR, aplican solo para sismos de magnitud 7.5 en la escala de Richter, para otras intensidades Seed y Idriss introducen el factor de magnitud (MSFs), que se aplica sobre las curvas de CRR.

Para ilustrar la influencia del factor de magnitud, la ecuación para el factor de seguridad (FS) ante la licuación es escrita en función de los términos CRR, CSR y MSF de la siguiente manera:

$$FS = (CRR_{7.5}/CSR)MFS$$

$$MFS = 0.664; M = 8.8 \text{ (Seed y Idriss 1982)}$$

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 5-9. Resultados análisis de Licuación Sondaje

Prof (m)	Nº golpes	(%) Fin	σ_{vc} (kpa)	σ'_{vc} (kpa)	σ'_{vc} (Ton/m²)	CN	CE	CR	CB	CS	(N)₆₀	(N1)₆₀	α	β	(N1)₆₀ cs	a	b	r _d	MSF	CSR	CRR7,5	FS
0.83	4	69	15.9	7.6	0.76	1.70	1.22	0.75	1.1	1.00	4.0	7	5.0	1.20	13	0.66	0.66	1.00	0.66	0.54	0.14	NL
1.15	---	---	22.1	10.9	1.1	1.70	1.22	0.75	1.1	1.00	---	---	---	---	---	0.61	0.61	0.99	0.66	0.53	---	---
1.48	6	98	28.4	13.9	1.4	1.70	1.22	0.75	1.1	1.00	6.0	10	5.0	1.20	17	0.56	0.57	0.99	0.66	0.52	0.18	NL
2.00	---	---	38.5	18.9	1.9	1.70	1.22	0.75	1.1	1.00	---	---	---	---	---	0.50	0.51	0.99	0.66	0.52	---	---
2.53	5	89	48.6	23.9	2.4	1.70	1.22	0.75	1.1	1.00	5.0	9	5.0	1.20	15	0.46	0.46	0.98	0.66	0.52	0.16	NL
3.05	---	---	58.7	28.8	2.9	1.70	1.22	0.75	1.1	1.00	---	---	---	---	---	0.41	0.42	0.98	0.66	0.52	---	---
3.58	6	67	68.8	33.8	3.4	1.70	1.22	0.75	1.1	1.00	6.0	10	5.0	1.20	17	0.38	0.39	0.98	0.66	0.52	0.18	NL
4.10	---	---	78.9	38.7	3.9	1.61	1.22	0.75	1.1	1.00	---	---	---	---	---	0.35	0.36	0.97	0.66	0.51	---	---
4.63	6	86	89.0	43.7	4.4	1.51	1.22	0.75	1.1	1.00	6.0	9	5.0	1.20	16	0.32	0.33	0.97	0.66	0.51	0.17	NL
5.08	---	---	97.7	48.0	4.8	1.44	1.22	0.85	1.1	1.00	---	---	---	---	---	0.30	0.31	0.96	0.66	0.51	---	---
5.53	6	82	106.4	52.2	5.2	1.38	1.22	0.85	1.1	1.00	6.8	9	5.0	1.20	16	0.28	0.29	0.96	0.66	0.51	0.17	NL
6.05	---	---	116.5	57.2	5.7	1.32	1.22	0.85	1.1	1.00	---	---	---	---	---	0.26	0.27	0.96	0.66	0.51	---	---
6.58	5	95	126.6	62.1	6.2	1.27	1.22	0.85	1.1	1.00	5.7	7	5.0	1.20	14	0.24	0.25	0.95	0.66	0.50	0.15	NL
7.10	---	---	136.7	67.1	6.7	1.22	1.22	0.85	1.1	1.00	---	---	---	---	---	0.22	0.24	0.95	0.66	0.50	---	---
7.63	3	97	146.8	72.1	7.2	1.18	1.22	0.85	1.1	1.00	3.4	4	5.0	1.20	10	0.21	0.22	0.94	0.66	0.50	0.11	NL
8.13	---	---	156.4	76.8	7.7	1.14	1.22	0.95	1.1	1.00	---	---	---	---	---	0.20	0.21	0.94	0.66	0.50	---	---
8.63	7	75	166.0	81.5	8.2	1.11	1.22	0.95	1.1	1.00	8.9	10	5.0	1.20	17	0.19	0.20	0.93	0.66	0.49	0.18	NL
9.13	---	---	175.7	86.2	8.6	1.08	1.22	0.95	1.1	1.00	---	---	---	---	---	0.18	0.19	0.92	0.66	0.49	---	---
9.60	R	20	184.8	90.7	9.1	1.05	1.22	0.95	1.1	1.00	R	R	0.0	1.00	R	0.17	0.18	0.91	0.66	0.48	NL	NL
10.08	---	---	193.9	95.2	9.5	1.02	1.22	0.95	1.1	1.00	---	---	---	---	---	0.16	0.17	0.90	0.66	0.48	---	---
10.42	R	16	200.6	98.5	9.8	1.01	1.22	0.95	1.1	1.00	R	R	0.0	1.00	R	0.15	0.17	0.90	0.66	0.47	---	---
10.95	---	---	210.7	103.4	10.3	0.98	1.22	0.95	1.1	1.00	---	---	---	---	---	0.15	0.17	0.88	0.66	0.47	---	---
11.47	R	0	220.8	108.4	10.8	0.96	1.22	1.00	1.1	1.00	R	R	0.0	1.00	R	0.14	0.16	0.87	0.66	0.46	NL	NL
11.96	---	---	230.1	113.0	11.3	0.94	1.22	1.00	1.1	1.00	---	---	---	---	---	0.13	0.16	0.86	0.66	0.45	---	---
12.42	R	14	239.1	117.4	11.7	0.92	1.22	1.00	1.1	1.00	R	R	0.0	1.00	R	0.13	0.15	0.84	0.66	0.45	NL	NL
12.84	---	---	247.1	121.3	12.1	0.91	1.22	1.00	1.1	1.00	---	---	---	---	---	0.13	0.15	0.83	0.66	0.44	---	---
13.25	R	1	255.0	125.2	12.5	0.89	1.22	1.00	1.1	1.00	R	R	0.0	1.00	R	0.12	0.15	0.82	0.66	0.43	NL	NL
13.77	---	---	265.1	130.1	13.0	0.88	1.22	1.00	1.1	1.00	---	---	---	---	---	0.12	0.15	0.80	0.66	0.42	---	---
14.28	R	13	274.9	134.9	13.5	0.86	1.22	1.00	1.1	1.00	R	R	0.0	1.00	R	0.12	0.15	0.78	0.66	0.42	NL	NL
14.86	---	---	286.0	140.4	14.0	0.84	1.22	1.00	1.1	1.00	---	---	---	---	---	0.12	0.15	0.77	0.66	0.41	---	---
15.63	R	0	300.8	147.7	14.8	0.82	1.22	1.00	1.1	1.00	R	R	0.0	1.00	R	0.12	0.16	0.74	0.66	0.39	NL	NL
16.13	---	---	310.4	152.4	15.2	0.81	1.22	1.00	1.1	1.00	---	---	---	---	---	0.12	0.16	0.72	0.66	0.38	---	---

En conclusión, de los análisis realizados se puede asegurar que el suelo de fundación presenta factores de seguridad ante la licuación elevados, estando ellos incluso fuera de los rangos de la normativa aplicada.

5.1.2.5 *RIESGO DE SOCAVACIÓN*

Para la definición de la cota de sello de fundación, una variable adicional a las ya consideradas, se requiere analizar el riesgo de socavación, principalmente ante el cambio de corrientes y crecidas.

5.1.2.6 *FUNDACION Y EXCAVACIONES*

a. Fundaciones superficiales

Dada la posibilidad de fundar permanentemente estructuras superficialmente, se debe tener presente que el suelo de fundación es altamente consolidable, por lo que es necesario prever la posibilidad de que se produzcan altas deformaciones verticales. A este respecto se recomienda la ejecución de un nuevo sondeo terrestre, de manera de dimensionar el espesor del estrato compresible.

Inicialmente, se recomienda todas las estructuras proyectadas se apoyen sobre pilotes, micropilotes o columnas de grava (geopier o equivalente).

Para el cálculo de los asentamientos y constante de Balasto vertical será necesario respetar lo indicado para pilotes o micropilotes en el acápite 5.1.3.1.7.2

b. Excavaciones

Las excavaciones para fundaciones (zapatas aisladas) serán verticales y entibadas, para alturas menores a 1.75 m. La excavación general temporal, si se requiriese, tendrá una pendiente máxima de 45° respecto de la horizontal.

La pendiente anteriormente señalada, considera que **NO** existirán escurrimientos de agua tanto a los pies, talud o coronamiento de la excavación ejecutada.

c. Enrocados

Para la ribera, si se estima necesario, se recomienda el uso de enrocado o geocolchón de modo de controlar la socavación.

Antes de la materialización de los enrocados se efectuará un dragado de a lo menos 1.00 m respecto del nivel actual de terreno y un mínimo de 0.50 m bajo la cota de socavación. Se podrá elevar la cota de coronamiento del enrocado existente, retirando previamente posibles rellenos artificiales no controlados existentes en terreno, antes de la colocación del nuevo material.

En el acápite 15, se entregan todas las recomendaciones de respecto de los enrocados, bandas granulométricas, materiales, etc.

Para este Ítem, es necesario considerar la ocurrencia de asentamientos por consolidación.

5.1.2.7 CAPACIDAD DE SOPORTE DE FUNDACIONES SUPERFICIALES

Para el cálculo de la capacidad de soporte considerando las conclusiones de la exploración ejecutada, se recomienda el apoyo de cualquiera de las estructuras proyectadas sobre micropilotes, pilotes de acero o la ejecución de columnas de grava (geopier).

La capacidad de soporte y asentamientos estarán dadas por las características de estos elementos según se señala en los acápite siguientes.

5.1.2.8 ASENTAMIENTO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES

5.1.2.8.1 Asentamiento para cargas estáticas permanentes

En Puerto Dominguez, para el cálculo de asentamientos se distinguirán dos situaciones dependiendo de la velocidad de aplicación de las cargas que actúen sobre las fundaciones.

Para el caso de cargas permanentes se producirán asentamientos elásticos o inmediatos. El asentamiento elástico debido a cargas permanentes se obtendrá de las fórmulas basadas en la teoría de elasticidad tal como se detalla:

$$S_i = \frac{79.79qBI_o}{300 + 300(D + B)}$$

adicionalmente, en este caso se considera el asentamiento por consolidación, dado por la siguiente expresión:

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log\left(1 + \frac{\Delta p}{p'_o}\right)$$

Por lo tanto; el asentamiento total es:

$$S_t = S_i + S_c$$

donde:

S_i	=	asentamiento elástico o inmediato en cm
q	=	presión de contacto promedio fundación-suelo en ton/m ²
B	=	ancho de fundación (lado menor) en m
D	=	profundidad de fundación en m
I_o	=	factor de forma según Tabla 5-10
C_c	=	Promedio C_c Tabla VII; se adopta $C_c = 0.40$
H	=	10.00 m (1000 cm)

eo = 2.075, Promedio eo

po = Presión efectiva a 5.0 m de profundidad $p'_o = \gamma'_s \cdot z = 5.0 \text{ ton/m}^2$;

Dp = Incremento de presión a 5.0 m de profundidad

Tabla 5-10. Factores de Forma lo

L/B	lo
1.0	0.82
1.5	1.06
2.0	1.20
5.0	1.70
> 10.0	2.10

5.1.2.8.2 Asentamiento para cargas dinámicas

El asentamiento adicional producido por cargas dinámicas (sísmicas) verticales, se podrá calcular, en caso de ser necesario, mediante la expresión que corresponda a la alternativa de fundación utilizada:

$$S_d = \frac{26.6q_d B I_o}{300 + 300(D + B)}$$

Donde los términos son idénticos a los de la expresión para asentamientos elásticos de cargas permanentes, pero S y q_d son respectivamente la componente dinámica del asentamiento y la componente dinámica de la presión.

5.1.2.8.3 Asentamiento máximo admisible

El asentamiento máximo total admisible de cada fundación (fundaciones continuas y/o aisladas) individual, se recomienda que no sea superior a 1/400 de la distancia entre ejes paralelos transversales de muros y/o pilares. Este asentamiento así calculado garantiza una distorsión angular de muros en su plano vertical inferior a 1/600, si se supone que el asentamiento máximo diferencial es igual a 2/3 del máximo total. En todo caso, ninguna fundación, aislada o continua, podrá tener un asentamiento total estático superior a 1.5 cm para cargas permanentes.

5.1.2.9 CARACTERIZACIÓN SÍSMICA DEL SITIO

Para efectos de diseño, se considerará que el proyecto en cuestión se ubica dentro de la zona sísmica 3, por lo que $A_o = 0.40g$

Para la aplicación de la Normativa Sísmica, se dan las siguientes recomendaciones para la selección de acuerdo con los requerimientos del calculista o las características del proyecto:

Norma NCh2369 Of 2003 “**Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales**”:

De la exploración ejecutada y antecedentes revisados se estima conservadoramente un suelo de fundación tipo III, dado que el suelo de fundación corresponde principalmente a materiales cohesivos con $S_u > 0.04$ MPa y presenta un espesor aproximado de 10.0 m.

D.S.61 de 13 de diciembre de 2011 “**Reglamento que Fija el Diseño Sísmico de Edificios y Deroga Decreto N°117 de 2010**”

Para la aplicación del decreto DS N°61 que modifica la norma chilena NCh433 Of 2009, se recomienda considerar un suelo de fundación tipo F; dado que la exploración ejecutada a pesar de entregar muy buenos resultados por debajo de los 10 m de profundidad no se descarta el fenómeno de amplificación sísmica producto de la arcilla normalmente consolidado que lo sobreyace; por lo que es necesario efectuará la medición de las velocidades de ondas de corte Vs30, además de la determinación del periodo natural del suelo de fundación. Dado lo señalado, con la información disponible, solo se puede señalar que el suelo de fundación corresponde al Tipo F.

5.1.2.10 EMPUJE SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN

Directamente detrás de los muros de contención o cámaras enterradas se usará un relleno de suelo granular, grava arenosa a arena gravosa gruesa, de tamaño máximo 3”, con no más de 5% de finos bajo 0.08 mm. Éste se colocará con una compactación ligera, para evitar tensiones parásitas horizontales sobre el muro producto de la energía de compactación. El equipo compactador vibratorio será de a lo más 200 kg de peso estático. Para la capacidad de soporte de las estructuras de contención es necesario contemplar los señalado en el acápite

Para los efectos de calcular empuje de suelo sobre estructuras de contención, se utilizarán los siguientes parámetros de resistencia:

ángulo de fricción interna= 38° (relleno de grava arenosa DR>75%)

sin cohesión $c = 0.0 \text{ ton/m}^2$

peso unitario saturado = 2.2 t/m^3 ;

peso unitario boyante = 1.2 ton/m^3 ;

aceleración sísmica Máxima efectiva $A_o = 0.40g$;

Coeficiente de roce interface suelo-hormigón $\delta = 0$

Paramento interior del muro Vertical $\alpha = 90^\circ$;

Superficie del terreno Trasdós horizontal $\beta = 0$

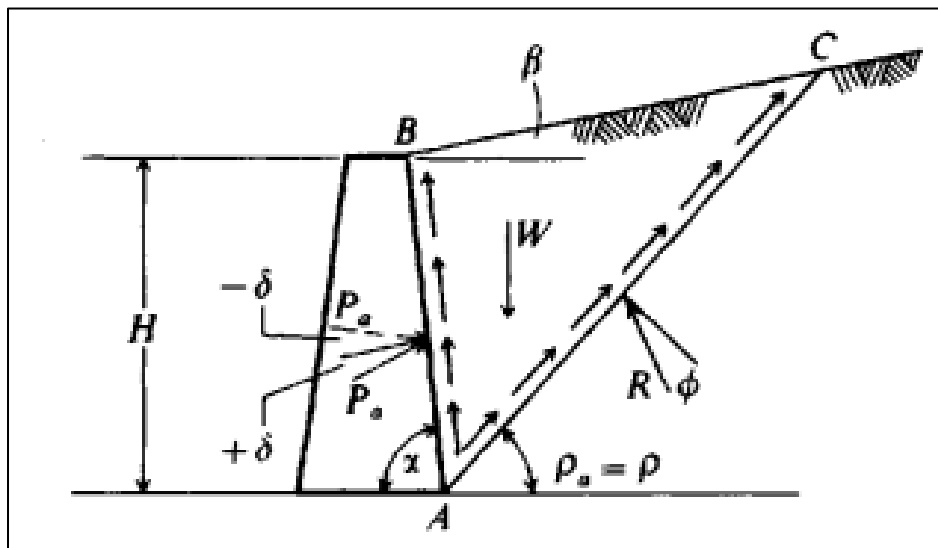


Imagen 5-5. Condiciones de empuje sobre un muro de contención.

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

Los valores anteriores conducen a los siguientes coeficientes de empujes:

$K_a = 0.24$, coeficiente de empuje activo

$K_o = 0.38$, coeficiente de empuje en reposo

Lo anterior se puede expresar, para el caso estático, a través de las siguientes relaciones:

Muros de Contención con barbacanas

$$\sigma_h = 0.53z + 0.24q_s$$

Donde:

σ_h = presión horizontal sobre el muro en t/m^2

q_s = sobrecarga permanente que pudiera existir eventualmente en la superficie del terreno en t/m^2

z = profundidad a la cual se desea determinar σ_h , en m

En la eventualidad de la ocurrencia de un sismo, se deberá agregar a la presión estática permanente del caso activo, un aumento sísmico de acuerdo a una ley de triángulo invertido. El incremento del empuje total en el caso sísmico (presión activa más sísmica) queda dado por la expresión (Mononobe y Okabe):

$$K_{ae} = \frac{\sin^2(\alpha + \theta - \phi)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\alpha + \theta + \delta) \cdot \sin(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$\tan^{-1} \theta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

k_h = $A_0/2g$ (desplazamiento controlado);

k_v = 0.00;

K_{ae} = coeficiente de empuje total sísmico (0.35)

$$\Delta \sigma_h = (K_{ae} - K_a) \gamma (H - z)$$

$$\Delta \sigma_h = 0.26(H - z)$$

donde:

$\Delta \sigma_{sis}$ = Incremento del empuje total en el caso sísmico, en t/m^2 .

H = altura del muro en m

z = profundidad medida desde la superficie del terreno hasta el punto donde se desea evaluar σ_{sis} , en m;

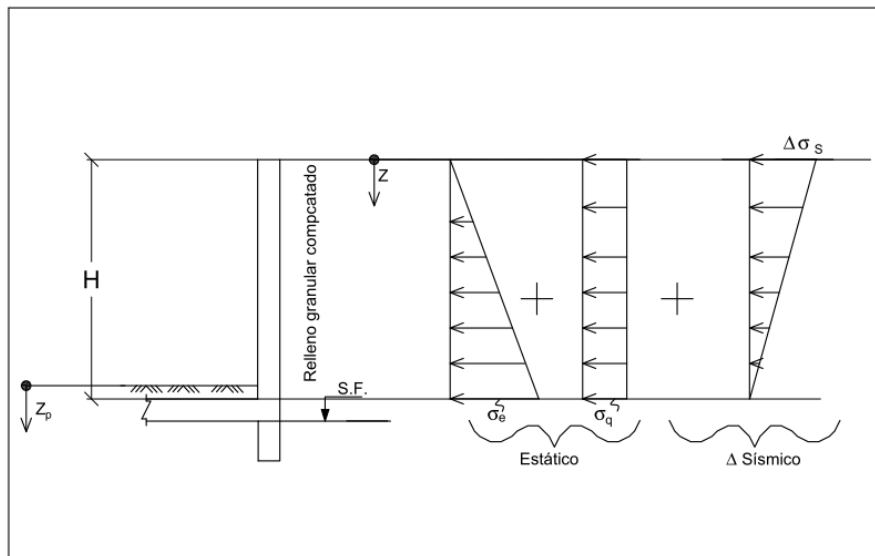


Imagen 5-6. Muro Libre de Girar Carga Estática más Incremento Sísmico

- Cámaras subterráneas

$$\sigma_h = 0.46z + 1.00z + 0.38q_s$$

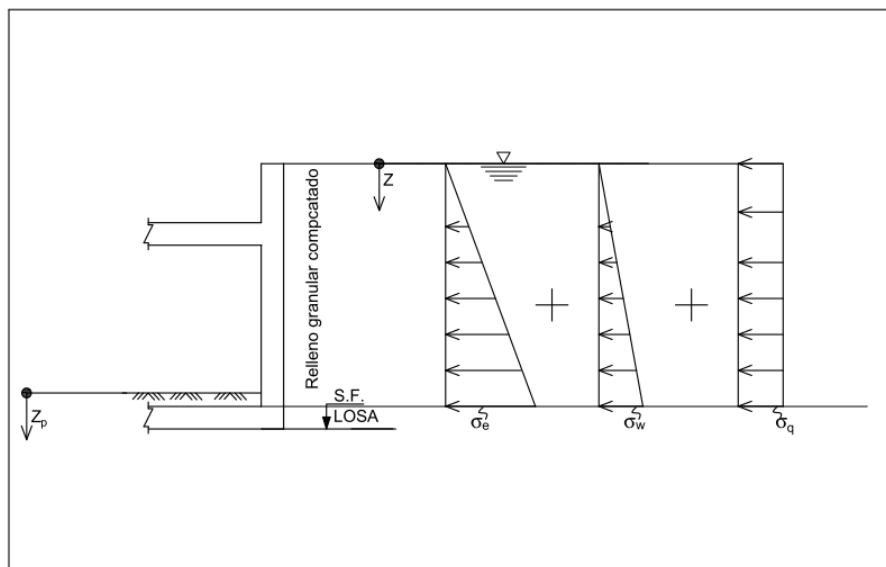


Imagen 5-7. Muro Restringido al Giro Carga. Caso Estático.

En la eventualidad de la ocurrencia de un sismo, se deberá considerar la presión estática permanente del caso activo y un aumento sísmico de acuerdo con lo indicado en el Anexo C de la Norma NCh433 Of96 Mod.2009. Por lo tanto, el incremento del empuje total en el caso sísmico (presión activa más sísmica) queda dado por la expresión:

$$\Delta\sigma_{hsis} = 0.2z + 0.05q_s + 0.3Cr \cdot \gamma \cdot \frac{A_o}{g} \cdot H$$

$\Delta\sigma_{hsis}$ = incremento del empuje total en el caso sísmico, en t/m²;

H = Altura total del muro, en m;

z = profundidad a la que se quiere evaluar σ_{hsis} medido desde la superficie, en m;

q_s = sobrecarga permanente en la superficie del terreno, en t/m²;

C_r = 0.45

γ = 2.2 t/m³;

A_o = 0.40g

g = aceleración de gravedad (9.8 m/s²)

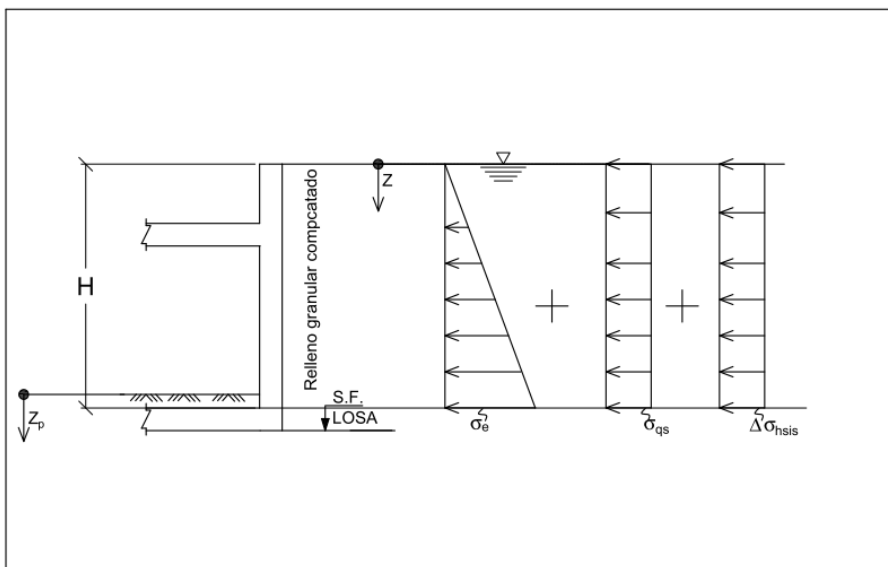


Imagen 5-8. Muro Restringido al Giro. Caso Sísmico.

En el caso de sobrecargas temporales, se descartan del cálculo de empujes en caso sísmico.

5.1.2.10.1 Empuje sobre estribos

Detrás de los estribos se usará un relleno de suelo granular, grava arenosa, de tamaño máximo 3", con no más de 10% de finos bajo 0.08 mm. Este material se colocará con una compactación ligera.

El empuje podrá calcularse utilizando un coeficiente de transmisión de presiones en reposo igual a 0.38 y un peso unitario de 2.20 t/m³. Lo anterior se puede expresar a través de la siguiente relación:

$$\sigma_h = 0.84Z + 0.38q_s$$

σ_h = presión horizontal sobre el estribo en t/m²;

Z = profundidad a la cual se desea determinar σ_h , en m;

q_s = sobrecarga que podría existir a nivel del terreno, en t/m²;

En la evaluación del empuje sísmico se utilizará la misma expresión definida para el caso de los muros de contención

5.1.2.10.2 Empuje pasivo

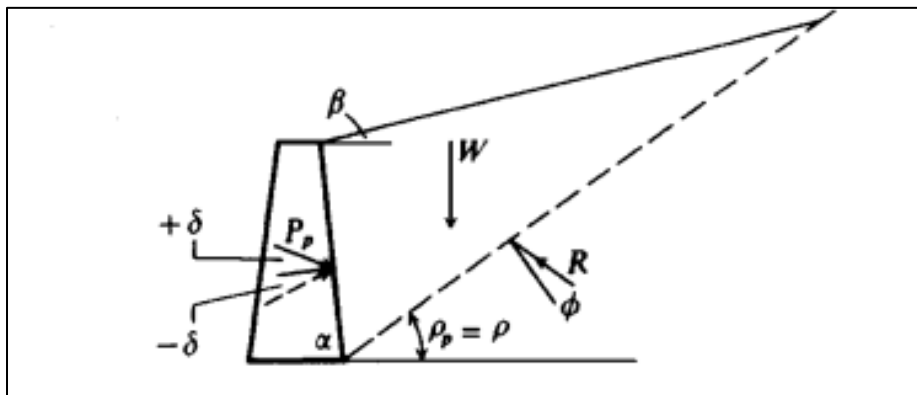


Imagen 5-9. Fuerzas de empuje pasivo sobre un muro.

Para el cálculo del empuje pasivos sobre la fundación del muro de contención, se podrán utilizar las expresiones siguientes, dependiendo de la ubicación del nivel freático:

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

Para fundaciones sumergidas

$$\sigma_p = 2.50Z_p$$

Para fundaciones no sumergidas

$$\sigma_p = 5.0Z_p$$

donde:

σ_p = presión pasiva horizontal sobre el muro en t/m^2

Z_p = profundidad a la cual se desea determinar σ_p , en m, medida desde la superficie frente al extremo inferior del muro.

Para que la expresión de empuje pasivo tenga validez se deberá contar con una superficie horizontal frente al extremo inferior del muro de una longitud igual o superior a la dada por la expresión siguiente:

$$L_2 \geq D \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

Donde:

L_2 = distancia entre extremo inferior del muro y término de la zona horizontal de suelo

D = altura enterrada del muro en suelo natural m;

ϕ = 0° , ángulo de fricción interna del suelo, en el caso más conservador (falla no drenada);

5.1.2.10.3 Condiciones de drenaje del muro de contención

De modo de garantizar que el muro posea suficientes condiciones de drenaje, a fin de evitar que reciba solicitaciones adicionales por presiones de agua, deberán colocarse previo al hormigonado, barbacanas (pasadas) a través del muro de 2" de diámetro, por cada 1.5 m una de otra, envuelta en geotextil de 150 gr/m² o similar en su extremo no visible.

Alternativamente, en aquellos casos en que no se pueda usar barbacanas, se recomienda utilizar tiras drenantes del tipo Terram 1C1 o similar, colocadas adosadas trasdós del muro y una tubería colectora de PVC ranurado, del tipo Flexadren o similar de 110 mm de diámetro, en la parte inferior del muro, conectada finalmente a un punto de desagüe.

5.1.2.10.4 Área en compresión

El área en compresión en el sello de fundación queda acotada por la tensión de contacto admisible la cual no puede ser superada. Sin embargo, aun cuando se cumpla la condición anterior, el giro de la fundación para solicitaciones estáticas y, en especial el giro por deformaciones no recuperables generadas por la

aplicación de cargas cíclicas (sismo), aumenta exponencialmente con la disminución del área en compresión, es por ello que se recomienda, dado el tipo de suelo un área en compresión mínima del 80%.

5.1.2.11 MURO DE TIERRA ESTABILIZADA MECÁNICAMENTE

Opcionalmente, para la materialización de las estructuras de contención se propone el uso de elementos prefabricados en bloques, sistema inicialmente se ubicará sobre un mejoramiento de columnas de grava o equivalente y deberá cumplir con los siguientes requerimientos:

5.1.2.11.1 Bloques mesa o similar

La fabricación del bloque estará aprobada por la licencia de manufactura modelo bloque Mesa o similar.

El bloque Mesa consiste en lo siguiente:

Bloque de Hormigón = 40.5 x 28.5 x 19.3

Peso unitario mínimo = 32 kg

La textura de los bloques en su cara es rugosa, y al ser rústica puede estar cóncava o convexa.

El muestreo y control de calidad según FHWA para las unidades de bloques de hormigón Mesa, deben estar conforme a los siguientes requerimientos físicos:

-Resistencia a la compresión mínima a los 28 días $\geq 28 \text{ Mpa}$ = 280kg/cm²

(Promedio de 3 muestras)

-Resistencia a la compresión mínima $\geq 24.5 \text{ Mpa}$ = 245kg/cm²

(Muestra individual)

La evaluación de las resistencias debe hacerse de acuerdo a la norma NCh 1171/2 Of.2001 "Hormigón, Testigos de Hormigón Endurecido – Parte 2: Evaluación de Resultados de Resistencia Mecánica".

La preparación y el ensayo de los testigos de hormigón, deben concordar con las siguientes Norma Chilenas:

NCh 1171/1 Of.2001 "Hormigón, Testigos de Hormigón Endurecido – Parte 1: Extracción y Ensayo.

NCh 1171/2 Of.2001 "Hormigón, Testigos de Hormigón Endurecido – Parte 2: Evaluación de Resultados de Resistencia Mecánica".

NCh 1172 "Hormigón, Refrentado de Probetas".

NCh 1037 Of.77 "Hormigón – Ensayo de Compresión de Probeta Cúbica y Cilíndrica".

Estos ensayos se realizan cada 2000 bloques.

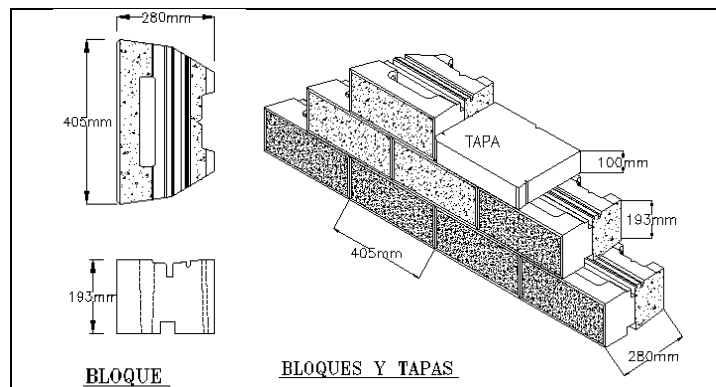


Imagen 5-10. Ejemplificación de bloques de hormigón.

5.1.2.11.2 Armaduras de refuerzo (Geomallas)

Se consideran todos los materiales necesarios para las armaduras de refuerzo del suelo en TEM y elementos complementarios.

Se denominan armaduras de refuerzo del suelo en TEM a la geomalla de trabazón, a los empalmes y enganches, así como los conectores que se utilizan para unir entre sí armaduras y bloques de hormigón.

La geomalla estructural debe ser una estructura integral fabricada a base de polietileno de alta densidad, resistente a la tracción y de alto peso molecular con las siguientes características: a) alta resistencia a la pérdida de capacidad de carga o integridad estructural cuando la geomalla se somete a esfuerzos mecánicos en la instalación; b) alta resistencia a la deformación cuando la geomalla se somete a esfuerzos aplicados durante su uso; c) alta resistencia a la pérdida de capacidad de carga o integridad estructural cuando la geomalla se somete a esfuerzos ambientales a largo plazo.

La geomalla estructural debe resistir fuerzas aplicadas durante su uso por inter- trabazón mecánica (i.e. Entrelazamiento mecánico directo) con: a) suelos y materiales de relleno compactados; b) secciones contiguas de geomalla traslapadas y empotradas en suelos y materiales de relleno compactados; c) conectores mecánicos rígidos como bodkin, pines o ganchos. La geomalla estructural debe poseer suficiente perfil transversal como para presentar suficiente trabazón en la interface con suelos o materiales de relleno compactados y resistir los movimientos relativos de dichos materiales cuando son sometidos a cargas. La geomalla estructural debe poseer un módulo real inicial suficiente para causar que la carga aplicada se transfiera a la geomalla a niveles de deformación muy bajos sin que la estructura reforzada sufra deformaciones. La geomalla estructural debe tener continuidad completa de todas las propiedades a través de su estructura y debe ser utilizable para reforzar suelos o rellenos compactados, mejorando su estabilidad a largo plazo en aplicaciones bajo carga sostenida tales como estructuras de retención de tierra. Además, la geomalla estructural debe tener las siguientes características:

Tabla 5-11. Requerimientos Geomalla UX

PROPIEDADES DE LOS PRODUCTOS	UNIDADES	REFUERZO UX 1400	REFUERZO UX 1500	REFUERZO UX 1600
Tensión última ASTM D6637	kN/m	70	114	144
Factores de reducción				
Creep ⁴		2.21	2.4	2.29
Instalación		1.25	1.25	1.25
Durabilidad		1	1	1
Capacidad a la tracción de las juntas ⁴ CRI - GG2	kN/m	66	105	135
Ancho del rollo	metros	1.33	1.33	1.33
Longitud del rollo	metros	76.2	61	61

Notas Técnicas

1. Valores indicados son el promedio de los mínimos del rollo determinados por el método de ASTM D-4759.
2. Resistencia real a la deformación al inicio de la aplicación de la carga es medido vía ASTM D6637 (ensayo a 10% por minuto basado en el mayor de 2 aperturas o 200 mm de longitud) sin deformar el material bajo carga antes de medir esa resistencia o usando el método de medida de tangente “secant” o “offset” para que no influya en la propiedad de resistencia.
3. La capacidad disponible para resistir fuerzas en aplicaciones de carga sostenida a largo plazo se calcula reduciendo la máxima capacidad de la geomalla por los factores de reducción de creep, construcción, y durabilidad basado en GRI-GG4.
4. El factor de reducción por creep fue determinado para 120 años de vida útil.
5. Los valores indicados son los mínimos que se deben ocupar y están basados en la instalación sobre grava.

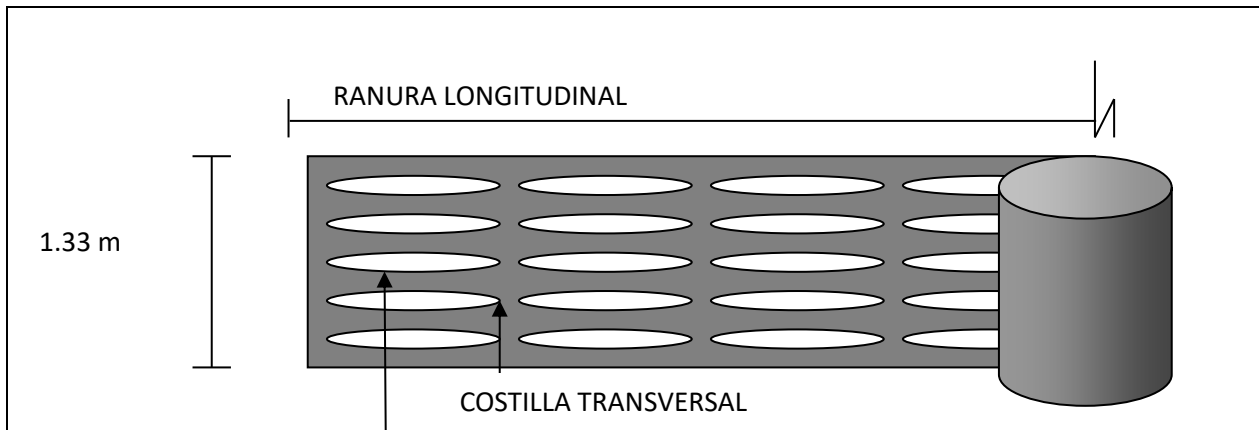


Imagen 5-11. Longitud Según Tipo

5.1.2.11.3 Conector

El conector tiene una conexión positiva con la fachada de bloques.

1. El conector Mesa es fabricado de polietileno de alta densidad (HDPE) con 30% fibra de vidrio (Grado-e) basado en ASTM D578.
2. Factor de reducción de creep = 1.2
3. Factor de reducción de durabilidad = 1.1

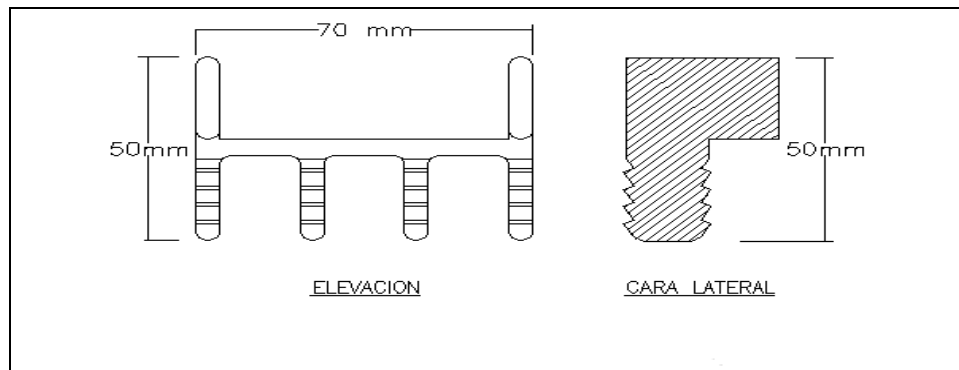


Imagen 5-12. Conectores

5.1.2.11.4 Desaplome

En el montaje del muro, el desaplome local de cada 6 bloques (1.2 metros), debe ser inferior a 12 mm e inferior al 1% de la altura total del muro.

5.1.2.11.5 Enterramiento

Los muros deben ser enterrados 60 cm como mínimo en suelo natural. En caso de existir talud por delante del muro, se debe dejar una berma horizontal de 1,2 m mínimo por delante del muro y bajo esta berma deberá haber un enterramiento mínimo de 60 cm.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
 Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

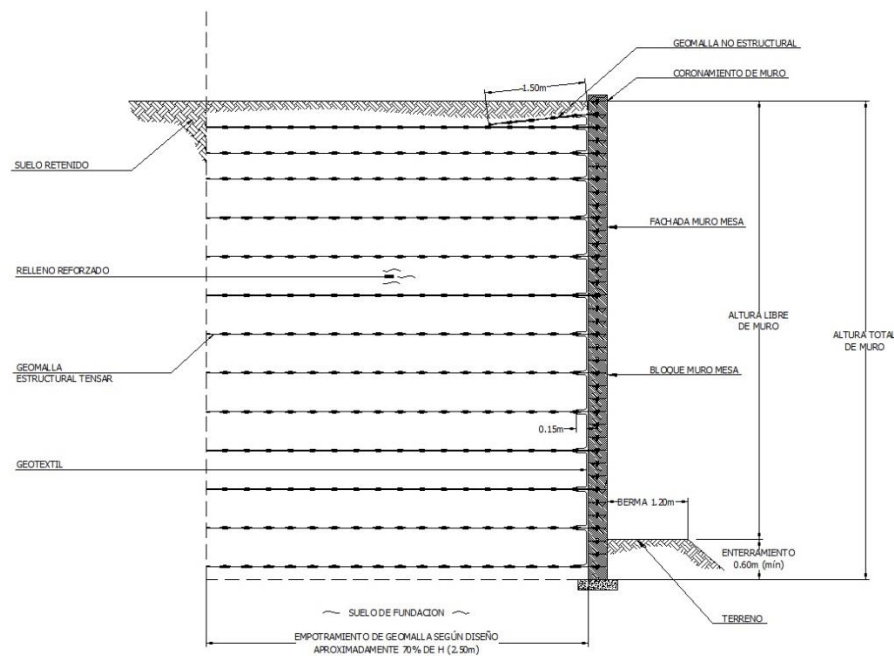


Imagen 5-13. Elevación Tipo

5.1.2.11.6 Empotramiento

Las longitudes de las mallas serán mayores o iguales que las longitudes especificadas en los planos. La longitud de la geomalla es medida de costilla a costilla y estas deben ser continuas en todo el largo de su empotramiento.

La longitud mínima de las mallas será de $0.75H$, donde H es la altura del muro, en su punto más desfavorable.

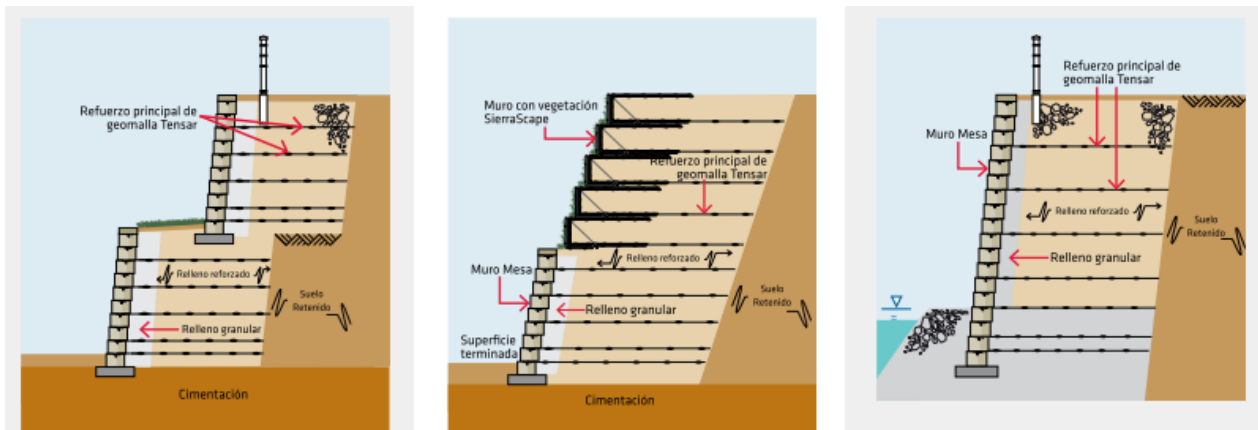


Imagen 5-14. Muros Formato Tipo

5.1.2.12 CAPACIDAD DE CARGA AXIAL DE LOS PILOTES

5.1.2.12.1 Compresión

Las dimensiones de los pilotes de acero, deberán ser tales que las cargas solicitantes, sean menores o iguales a la capacidad admisible.

La capacidad de carga del pilote será calculada por la expresión siguiente:

$$P_{ad} = \frac{Punta + Fuste}{FS}$$

$$P_{ad} = \frac{A_s(c_p N_c \cdot d_c + \gamma_p R \cdot N_\gamma + \gamma_f L \cdot N_q \cdot d_q) + q_s}{F.S.}$$

$$Fuste: q_s = \frac{S \cdot K \cdot f}{2} \gamma_f L^2 \tan \phi_f$$

Donde:

P_{ad} = Capacidad admisible del pilote (ton);

A_s = $(0.80)\pi R^2$, área tapón de la sección del pilote (m^2), se considera conservadoramente un tapón equivalente al 80% de la sección llena del pilote.

L = Enterramiento del pilote en arena densa, se descarta el aporte de los rellenos artificiales no controlados.

R	=	Radio del pilote;
γ_f	=	Peso unitario boyante del suelo granular (se usa en promedio 1.10 ton/m ³);
N_c, N_γ, N_q	=	Factores de capacidad de soporte <i>punta</i> (ϕ_p) (Hansen 1970);
d_c	=	$1+0.4\tan^{-1}(L/B)$ (Factor de profundidad por cohesión)
d_q	=	$1+2\tan\phi_p \cdot (1-\sin\phi_p)^2 \tan^{-1}(L/B)$ (Factor de Profundidad);
ϕ_f	=	Angulo de fricción interna fuste se adopta $\phi = 40^\circ$ (Tabla 5-8)
$\tan(\phi_f)$	=	Angulo de fricción suelo-pilote;
S	=	Perímetro de la sección transversal del pilote, en m;
K	=	Coeficiente empírico de empuje del suelo $K= 0.75$, pilote hincado;
f	=	factor de reducción del rozamiento del fuste, pilote de acero hincado $f = 0.9$ (ROM 3.6.4.7.2)
FS	=	Factor de seguridad. (Considerar $FS = 2.50$ en el caso estático y $FS = 2.00$ en el caso sísmico);

Nota: Se debe procurar que, durante el cálculo, la definición de las funciones trigonométricas sea coherente con las unidades angulares (grados o radianes) que se utilicen. En particular la expresión L/B está expresada en radianes (pues matemáticamente no está acompañada de la unidad “grados”).

Nota: La capacidad admisible (P_{ad}) descrita en la fórmula anterior, se debe evaluar considerando que el peso de los pilotes de acero será incluido en la modelación de la estructura a analizar.

En caso no usual, donde la modelación no considere el peso de los pilotes, se deberá restar el peso propio del mismo a las capacidades anteriormente descritas.

Tabla 5-12. Factores de capacidad de soporte para Hansen

ϕ°	N_c	N_q	$N_\gamma(H)$	N_q/N_c	$2\tan\phi(1-\sin\phi)^2$
0	5.14	1.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	0.57	0.299
30	30.13	18.4	15.1	0.61	0.289
32	35.47	23.2	20.8	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	0.698	0.262
35	46.35	33.5	34.4	0.724	0.255
36	50.55	37.7	40.0	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	0.852	0.214

(H) Hansen 1970

Notas:

- La punta de los pilotes deberá alcanzar el estrato de arenisca (H-4, Tabla 5-6)
- A las solicitaciones se sumará la fricción negativa, generada por los estratos H-2 y H-3, Tabla 5-6;
- El enterramiento se define por debajo de los estratos de suelo fino;
- En las verificaciones se incluirá el pandeo según la calidad del acero de los elementos estructurales proyectados

5.1.2.12.2 Fricción negativa

Para el cálculo de la fricción negativa, se han considerado los parámetros drenados de la arcilla (ϕ) y limos existentes en terreno y la fricción suelo pilote de acero " δ " en radianes sea estimado como el 75% de ϕ :

$$F = 2\pi \cdot r \int_0^L \alpha' \cdot k \cdot \gamma' z dz$$

$$F = (2\pi \cdot r)(1 - \sin\phi) \cdot \tan(\delta) \cdot \gamma \int_0^L z dz$$

Donde L, para esta localidad según el sondaje ejecutado es de 10 m

ϕ	20.0000°
γ	1.0000 (ton/m³)
δ	0.2618
α	0.2679 = $\tan(\delta)$
k	0.6580 = $(1 - \sin\phi)$
L	10 (m)

$$F = 17.5(\pi * r) \quad (\text{ton})$$

5.1.2.12.3 Tracción

Para el cálculo de la resistencia a la tracción de los pilotes se ha propone:

$$T_{ult} = 0.5q_s$$

Donde:

T_{ult}	:	Carga ultima a la tracción (ton) (ROM 3.6.7.1)
T_{adm}	:	Carga admisible ($T_{adm} = T_{ult}/FS+W$)
W	:	Peso del pilote, para longitud total. Para incrementar el valor de W, se puede agregar hormigón al pilote tubular; Para efectos de diseño estructural, se considerará el 80% del pilote relleno con hormigón, sin embargo, constructivamente, este se deberá llenar hasta el nivel superior.

FS : Factor de Seguridad definido;

Nota: La evaluación de la máxima carga a comprar con la capacidad admisible, se considera sobre el extremo superior del pilote. En caso de que dicha carga se determine en el extremo inferior del pilote e incluya el peso propio de éste (el peso propio del pilote disminuye la tracción), la capacidad admisible se determina sin sumar el peso propio del pilote.

En la medida que se realicen sofisticados métodos de control, como PDA o formula de hinca, se podrá reducir el factor de seguridad a $FS = 2.0$ en el caso estático y $FS = 1.80$ en el caso sísmico, con lo cual finalmente se reducirá la penetración del pilote en arena.

5.1.2.12.4 RELLENOS COMPACTADOS MASIVOS (INTEGRAL)

- Antes de dar inicio a los rellenos compactados controlados, será necesario acotar todos los aspectos asociados a la consolidación del terreno y efectuar las estimaciones respecto de los aspectos reológicos asociados a los asentamientos por consolidación producto de las cargas de uso a nivel de la superficie actual de terreno;
- Ejecución de los rellenos compactados controlados (mejoramientos o integral). El material se compactará mediante a lo menos, 6 pasadas de rodillo por punto de cada capa y serán controlados de modo alcanzar a lo menos un 95% del Proctor Modificado (ASTM D1557 – 91) o el 80% de la densidad relativa. El material para el mejoramiento debe clasificar en el sistema USCS como GP, GC, GW, con un porcentaje de finos bajo 0.08 mm cercano al 10% ($\pm 5\%$);
- El equipo recomendado para la compactación será del tipo vibratorio con un peso estático mínimo de 6.0 ton, colocándose el material en capas de 0.35 m de espesor suelto.
- Los bordes del relleno, se desarrollaran en un talud $H : V = 1 : 1.5$, si es que existe disponibilidad de espacio; en caso contrario, el relleno se terminará lateralmente con un muro de contención tradicional. El relleno se compactará contra el muro, con una placa vibratoria de peso estático de no más de 200 kg, a lo menos 14 días después de construida la obra de hormigón.
- Se considerará un sobreancho de compactación mínimo de 1.0 m;
- Para rellenos masivos, si se requiriesen fuera del área de pavimentos, el material granular de relleno deberá tener un tamaño máximo inferior a 3", un contenido de finos no superior a 20% bajo malla 200 (ASTM), un porcentaje de suelo bajo malla N°4 no superior a 40% y deberá estar libre de escombros, basuras y restos vegetales. Este material se controlará con un mínimo de 6 clasificaciones USCS completas (incluidos granulometría y límites de Atterberg), debiendo clasificar como GW-GC-GP-SW-SP-SM.
- Se realizará un control de densidad por cada 100 m² (por capa) de relleno compactado, con un mínimo de 2 densidades por cada capa. El control se realizará en forma aleatoria, es decir, se definirán los puntos de control antes de compactar la capa a controlar.
- Para fines de diseño de pavimentos, al relleno compactado bajo subrasante, especificado anteriormente se puede asignar un valor del CBR de 30% para 0.2" de penetración en muestras recompactadas al 95% de la Densidad Máxima Compactada Seca, dada por el ensaye Proctor Modificado. Este material debe presentar a lo menos 1.0 m de espesor.
- Directamente bajo radieres/pavimentos, los últimos 40 cm, el relleno corresponderá a un material granular limpio, tamaño máximo 1 ½" y no más de un 5% de finos bajo malla 200 (ASTM), él que será compactado mediante a lo menos 6 pasadas de rodillo o placa por punto.

5.1.2.13 TALUDES DE EXCAVACIÓN Y RELLENO

Una vez materializadas las obras, los taludes de relleno sin ningún tipo de refuerzo tendrán una pendiente máxima de 1.5: 1.0 = H : V.

5.1.2.14 MATERIAL ENROCADO

En cualquier caso, será materia de la ITO, el aceptar o rechazar las distintas partidas del material colocado o cualquier alteración de los perfiles proyectados, estableciéndose las modificaciones necesarias.

El material deberá ser extraído desde las canteras o cantera aprobada para este proyecto.

5.1.2.14.1 Definiciones

- Peso Medio W_{50} , es el promedio aritmético entre el peso de todas las unidades de una muestra, incluyendo fragmentos;
- D_n (Tamaño Nominal): deberá ser calculado como la raíz cúbica del volumen de la roca y corresponde a la abertura del tamiz inmediatamente menor que D_a , cuando por dicho tamiz pase el 90% o más de la masa de un árido. Cuando pasa menos del 90%, el tamaño máximo nominal se considerará igual al tamaño máximo absoluto (Fuente: NCh 163 of 1979).
- Cuando se indican porcentajes del índice D_n , estos se refieren al porcentaje en peso de las rocas en la graduación que tiene un diámetro nominal menor.

5.1.2.14.2 Características de enrocado

- $\gamma_s = 2.60 \text{ ton/m}^3$, densidad de partículas sólidas, por lo menos un 90% mayor que;
- Desgaste de los ángeles:
- Se ensayaran 10 muestras por cada unidad de proyecto (Núcleo, Filtro, enrocado, etc.)
- Enrocados y filtros 25% (NCh1369 Of78).
- Núcleo y Rellenos bajo subrasante explanada 35% (NCh1369 Of78);
- El promedio de la adsorción de agua de la roca de cantera será inferior al 2% (NCh1117);
- El material granular debe estar libre de impurezas;
- El tamaño máximo debe respetar los rangos establecido para este proyecto;
- Para la grava arenosa, el tamaño máximo será de 8";
- El porcentaje máximo de finos bajo 0.08 mm será del 10%;
- El contenido de materia orgánica será como máximo del 2%;

5.1.2.14.2.1 Integridad de la roca

Las rocas de coraza y filtro deben estar libres de fisuras, meteorización o planos de falla que puedan producir su rotura durante la manipulación;

5.1.2.14.2.2 Forma

La roca de cantera, que constituirá posteriormente la coraza y filtro, no puede contener más de un 5% de unidades cuya razón L/d (largo/espesor) sea mayor a 3. El largo se define, como la mayor distancia existente entre dos puntos de la roca y el espesor como la menor distancia entre dos caras paralelas;

5.1.2.14.3 Materiales

CUADRO 1-1

RELLENO EXPLANADA

(SI SE REQUIRIESE)

BAJO SUBRASANTE (1" A 6")

BANDA GRANULOMÉTRICA

Distribución	Diámetro (mm)
100% menor que	200
50% mayor que	150
100% mayor que	25

CUADRO 1-2

CAMA DE ROCAS (4" A 8")

BANDA GRANULOMÉTRICA $DN_{50} = 0.150 \text{ m (6")}$

Distribución	Diámetro (mm)
100% menor que	250
50 % mayor que	150
90% mayor que	50

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

CUADRO 1-3

CORAZA ENROCADO

BANDA GRANULOMÉTRICA DN = 1.0 m (40")

Distribución	Diámetro (mm)	Peso Específico de Partículas mínimo 2.6 ton/m ³
100% menor que	1200	
90% menor que	1000	
30% mayor que	750	
100% mayor que	250	

CUADRO 1-4

FILTRO

BANDA GRANULOMÉTRICA DN = 0.50 m (20")

Distribución	Diámetro (mm)	Peso Específico de Partículas mínimo 2.6 ton/m ³
100% menor que	750	
90% menor que	500	
30% mayor que	350	
100% mayor que	250	

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

5.1.3 Prediseño

5.1.3.1 PILOTES DE ACERO

5.1.3.1.1 Ficha mínima y profundidad de hinca

En las siguientes tablas, se observan las capacidades de soporte admisible estática y sísmica para diferentes diámetros, espesores y largos de pilotes, para cada modelo estratigráfico.

En el anexo 3.1 (c) se entregan las planillas de cálculo para los resultados resumidos a continuación.

La capacidad de carga solicitada para el proyecto, 7 Ton en compresión, 2 Ton en tracción (Considerando el pilote relleno con hormigón) y 2 ton en sentido original, se alcanza para diferentes niveles de ficha, dependiendo del diámetro y espesor del pilote.

Tabla 5-13: Capacidad de Carga Vertical en compresión Pilotes Sondaje 1 Caso Estático

φl	40												
c1	0	c2	0										
Nc	75,25	sc =	1,851827										
Nq	64,1	sq =	1,642788										
Ny	79,4	sy =	0,6										
yp	1,1												
yf	1,1												
y	7,85	t/m3											
FS est	2,5												
No aportante	10,0	m											
y1	1,1												

* No se considera el aporte de rellenos artificiales no controlados



TRANAPUNTE SONDAJE 1 CASO ESTÁTICO												
Característica Pilote					dc	Capacidad Punta Qp (ton)	Capacidad Fuste Qf (ton)	p.p.pilote (ton)	Fuste negativo F (ton)	Capacidad Admisible Estática P _{ad} (ton)	Resistencia Tracción Admisible Est T _{ad} (ton)	Resistencia Tracción Pilote con hormigón Admisible Est T _{ad} (ton)
Diámetro (")	espesor (mm)	L1	L2	L libre								
Pilote φ 6" espesor = 8 mm												
6	8	10	12,5	2,5	1,60	5,65	8,39	0,43	4,19	1,00	2,11	2,53
6	8	10	15	2,5	1,62	11,30	18,64	0,50	4,19	7,29	4,23	4,72
6	8	10	17,5	2,5	1,62	16,95	30,76	0,57	4,19	14,32	6,72	7,28
6	8	10	20	2,5	1,62	22,59	44,74	0,64	4,19	22,10	9,59	10,22
6	8	10	22,5	2,5	1,62	28,24	60,59	0,71	4,19	30,63	12,83	13,53
6	8	10	25	2,5	1,62	33,89	78,30	0,78	4,19	39,90	16,44	17,22
6	8	10	27,5	2,5	1,62	39,53	97,88	0,85	4,19	49,92	20,43	21,27
Pilote φ 6" espesor = 10 mm												
6	10	10	12,5	2,5	1,60	5,65	8,39	0,53	4,19	0,90	2,20	2,60
6	10	10	15	2,5	1,62	11,30	18,64	0,61	4,19	7,17	4,34	4,81
6	10	10	17,5	2,5	1,62	16,95	30,76	0,70	4,19	14,19	6,85	7,38
6	10	10	20	2,5	1,62	22,59	44,74	0,79	4,19	21,95	9,74	10,33
6	10	10	22,5	2,5	1,62	28,24	60,59	0,88	4,19	30,46	13,00	13,66
6	10	10	25	2,5	1,62	33,89	78,30	0,97	4,19	39,72	16,63	17,35
6	10	10	27,5	2,5	1,62	39,53	97,88	1,05	4,19	49,72	20,63	21,42

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

TRANAPUNTE SONDAJE 1 CASO ESTÁTICO												
Característica Pilote					dc	Capacidad Punta	Capacidad Fuste	p.p.pilote	Fuste negativo F	Capacidad Admisible	Resistencia Tracción Admisible Est	Resistencia Tracción Pilote con hormigón Admisible Est
Diámetro (")	espesor (mm)	L1	L2	L libre		Qp (ton)	Qf (ton)	(ton)	(ton)	Estática P _{ad} (ton)	T _{ad} (ton)	T _{ad} (ton)
Pilote φ 8" espesor = 8 mm												
8	8	10	12,5	2,5	1,60	10,05	11,19	0,58	5,59	2,33	2,81	3,61
8	8	10	15	2,5	1,61	20,09	24,86	0,67	5,59	11,72	5,65	6,57
8	8	10	17,5	2,5	1,62	30,13	41,02	0,77	5,59	22,10	8,97	10,03
8	8	10	20	2,5	1,62	40,17	59,66	0,87	5,59	33,48	12,80	13,99
8	8	10	22,5	2,5	1,62	50,21	80,79	0,96	5,59	45,85	17,12	18,44
8	8	10	25	2,5	1,62	60,25	104,40	1,06	5,59	59,21	21,94	23,39
8	8	10	27,5	2,5	1,62	70,29	130,50	1,16	5,59	73,57	27,26	28,84
Pilote φ 8" espesor = 12 mm												
8	12	10	12,5	2,5	1,60	10,05	11,19	0,85	5,59	2,06	3,09	3,81
8	12	10	15	2,5	1,61	20,09	24,86	0,99	5,59	11,40	5,96	6,81
8	12	10	17,5	2,5	1,62	30,13	41,02	1,13	5,59	21,74	9,33	10,30
8	12	10	20	2,5	1,62	40,17	59,66	1,27	5,59	33,07	13,20	14,29
8	12	10	22,5	2,5	1,62	50,21	80,79	1,41	5,59	45,40	17,57	18,78
8	12	10	25	2,5	1,62	60,25	104,40	1,56	5,59	58,72	22,44	23,77
8	12	10	27,5	2,5	1,62	70,29	130,50	1,70	5,59	73,03	27,80	29,25
Pilote φ 10" espesor = 10 mm												
10	9	10	12,5	2,5	1,59	15,70	13,98	0,82	6,99	4,07	3,61	4,87
10	9	10	15	2,5	1,61	31,39	31,07	0,95	6,99	17,05	7,17	8,64
10	9	10	17,5	2,5	1,61	47,08	51,27	1,09	6,99	31,27	11,34	13,02
10	9	10	20	2,5	1,62	62,76	74,57	1,22	6,99	46,73	16,14	18,03
10	9	10	22,5	2,5	1,62	78,45	100,99	1,36	6,99	63,43	21,56	23,66
10	9	10	25	2,5	1,62	94,14	130,50	1,50	6,99	81,38	27,60	29,91
10	9	10	27,5	2,5	1,62	109,82	163,13	1,63	6,99	100,57	34,26	36,78
Pilote φ 10" espesor = 12 mm												
10	12	10	12,5	2,5	1,59	15,70	13,98	1,07	6,99	3,81	3,87	5,07
10	12	10	15	2,5	1,61	31,39	31,07	1,25	6,99	16,75	7,47	8,86
10	12	10	17,5	2,5	1,61	47,08	51,27	1,43	6,99	30,92	11,69	13,28
10	12	10	20	2,5	1,62	62,76	74,57	1,61	6,99	46,34	16,53	18,32
10	12	10	22,5	2,5	1,62	78,45	100,99	1,79	6,99	63,00	21,99	23,98
10	12	10	25	2,5	1,62	94,14	130,50	1,97	6,99	80,90	28,07	30,26
10	12	10	27,5	2,5	1,62	109,82	163,13	2,15	6,99	100,05	34,77	37,17
Pilote φ 12" espesor = 9 mm												
12	10	10	12,5	2,5	1,58	22,62	16,78	1,09	8,38	6,29	4,45	6,28
12	10	10	15	2,5	1,60	45,20	37,29	1,27	8,38	23,34	8,73	10,87
12	10	10	17,5	2,5	1,61	67,79	61,52	1,45	8,38	41,89	13,76	16,20
12	10	10	20	2,5	1,62	90,38	89,49	1,64	8,38	61,93	19,53	22,29
12	10	10	22,5	2,5	1,62	112,97	121,18	1,82	8,38	83,46	26,05	29,11
12	10	10	25	2,5	1,62	135,56	156,60	2,00	8,38	106,49	33,32	36,68
12	10	10	27,5	2,5	1,62	158,15	195,76	2,18	8,38	131,00	41,33	45,00
Pilote φ 12" espesor = 12 mm												
12	12	10	12,5	2,5	1,58	22,62	16,78	1,30	8,38	6,08	4,66	6,44
12	12	10	15	2,5	1,60	45,20	37,29	1,52	8,38	23,10	8,97	11,05
12	12	10	17,5	2,5	1,61	67,79	61,52	1,73	8,38	41,61	14,04	16,42
12	12	10	20	2,5	1,62	90,38	89,49	1,95	8,38	61,62	19,85	22,52
12	12	10	22,5	2,5	1,62	112,97	121,18	2,17	8,38	83,11	26,40	29,38
12	12	10	25	2,5	1,62	135,56	156,60	2,38	8,38	106,10	33,70	36,97
12	12	10	27,5	2,5	1,62	158,15	195,76	2,60	8,38	130,58	41,75	45,32

L1: longitud de pilote enterrada en suelo no resistente (licuable u otro)

L2: longitud de pilote enterrada en suelo (resistente y no resistente)

L libre: Longitud de pilote sobre nivel de fondo (no hincado)

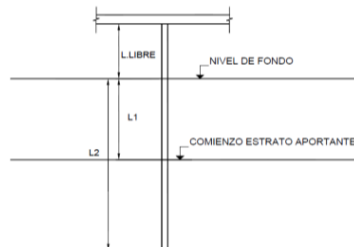
* Conservadoramente, se considera 80% del largo total del pilote relleno con hormigón. Sin embargo, constructivamente deberá llenarse por completo.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 5-14: Capacidad de Carga Vertical en compresión Pilotes Sondaje 1 Caso Sísmico

φ1	40		
c1	0	c2	0
Nc	75,25	sc =	1,851827
Nq	64,1	sq =	1,642788
Ny	79,4	sy =	0,6
yp	1,1		
yf	1,1		
y	7,85	t/m3	
FS sis	2		
No aportante	10,0	m	
y1	1,1		

* No se considera el aporte de rellenos artificiales no controlados



TRANAPUNTE SONDAJE 1 CASO SÍSMICO												
Característica Pilote					dc	Capacidad Punta	Capacidad Fuste	p.p.pilote	Fuste negativo F	Capacidad Admisible	Resistencia Tracción Admisible Sis	Resistencia Tracción Pilote con hormigón Admisible Sis
Diámetro (")	espesor (mm)	L1	L2	L libre		Qp (ton)	Qf (ton)	(ton)	(ton)	Sísmico P _{ad} (ton)	T _{ad} (ton)	T _{ad} (ton)
Pilote φ 6" espesor = 8 mm												
6	8	10	12,5	2,5	1,60	5,65	8,39	0,43	4,19	2,40	2,52	2,95
6	8	10	15	2,5	1,62	11,30	18,64	0,50	4,19	10,28	5,16	5,65
6	8	10	17,5	2,5	1,62	16,95	30,76	0,57	4,19	19,09	8,26	8,82
6	8	10	20	2,5	1,62	22,59	44,74	0,64	4,19	28,84	11,83	12,46
6	8	10	22,5	2,5	1,62	28,24	60,59	0,71	4,19	39,51	15,86	16,56
6	8	10	25	2,5	1,62	33,89	78,30	0,78	4,19	51,12	20,36	21,13
6	8	10	27,5	2,5	1,62	39,53	97,88	0,85	4,19	63,66	25,32	26,17
Pilote φ 6" espesor = 10 mm												
6	10	10	12,5	2,5	1,60	5,65	8,39	0,53	4,19	2,30	2,62	3,02
6	10	10	15	2,5	1,62	11,30	18,64	0,61	4,19	10,17	5,28	5,74
6	10	10	17,5	2,5	1,62	16,95	30,76	0,70	4,19	18,96	8,39	8,92
6	10	10	20	2,5	1,62	22,59	44,74	0,79	4,19	28,69	11,98	12,57
6	10	10	22,5	2,5	1,62	28,24	60,59	0,88	4,19	39,35	16,03	16,69
6	10	10	25	2,5	1,62	33,89	78,30	0,97	4,19	50,94	20,54	21,27
6	10	10	27,5	2,5	1,62	39,53	97,88	1,05	4,19	63,46	25,52	26,32
Pilote φ 8" espesor = 8 mm												
8	8	10	12,5	2,5	1,60	10,05	11,19	0,58	5,59	4,45	3,37	4,17
8	8	10	15	2,5	1,61	20,09	24,86	0,67	5,59	16,21	6,89	7,81
8	8	10	17,5	2,5	1,62	30,13	41,02	0,77	5,59	29,21	11,02	12,08
8	8	10	20	2,5	1,62	40,17	59,66	0,87	5,59	43,46	15,78	16,97
8	8	10	22,5	2,5	1,62	50,21	80,79	0,96	5,59	58,95	21,16	22,48
8	8	10	25	2,5	1,62	60,25	104,40	1,06	5,59	75,68	27,16	28,61
8	8	10	27,5	2,5	1,62	70,29	130,50	1,16	5,59	93,65	33,78	35,37
Pilote φ 8" espesor = 12 mm												
8	12	10	12,5	2,5	1,60	10,05	11,19	0,85	5,59	4,18	3,65	4,37
8	12	10	15	2,5	1,61	20,09	24,86	0,99	5,59	15,89	7,20	8,05
8	12	10	17,5	2,5	1,62	30,13	41,02	1,13	5,59	28,85	11,39	12,35
8	12	10	20	2,5	1,62	40,17	59,66	1,27	5,59	43,05	16,19	17,28
8	12	10	22,5	2,5	1,62	50,21	80,79	1,41	5,59	58,49	21,61	22,82
8	12	10	25	2,5	1,62	60,25	104,40	1,56	5,59	75,18	27,66	28,99
8	12	10	27,5	2,5	1,62	70,29	130,50	1,70	5,59	93,11	34,32	35,78
Pilote φ 10" espesor = 10 mm												
10	9	10	12,5	2,5	1,59	15,70	13,98	0,82	6,99	7,04	4,31	5,57
10	9	10	15	2,5	1,61	31,39	31,07	0,95	6,99	23,29	8,72	10,19
10	9	10	17,5	2,5	1,61	47,08	51,27	1,09	6,99	41,10	13,90	15,58
10	9	10	20	2,5	1,62	62,76	74,57	1,22	6,99	60,46	19,87	21,76
10	9	10	22,5	2,5	1,62	78,45	100,99	1,36	6,99	81,37	26,61	28,71
10	9	10	25	2,5	1,62	94,14	130,50	1,50	6,99	103,84	34,12	36,43
10	9	10	27,5	2,5	1,62	109,82	163,13	1,63	6,99	127,86	42,41	44,93
Pilote φ 10" espesor = 12 mm												
10	12	10	12,5	2,5	1,59	15,70	13,98	1,07	6,99	6,78	4,57	5,77
10	12	10	15	2,5	1,61	31,39	31,07	1,25	6,99	22,99	9,02	10,42
10	12	10	17,5	2,5	1,61	47,08	51,27	1,43	6,99	40,76	14,25	15,85
10	12	10	20	2,5	1,62	62,76	74,57	1,61	6,99	60,07	20,25	22,05
10	12	10	22,5	2,5	1,62	78,45	100,99	1,79	6,99	80,94	27,04	29,03
10	12	10	25	2,5	1,62	94,14	130,50	1,97	6,99	103,37	34,60	36,79
10	12	10	27,5	2,5	1,62	109,82	163,13	2,15	6,99	127,34	42,93	45,32

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

TRANAPUNTE SONDAGE 1 CASO SÍSMICO												
Característica Pilote					dc	Capacidad Punta	Capacidad Fuste	p.p.pilote	Fuste negativo	Capacidad Admisible	Resistencia Tracción	Resistencia con Hormigón
Diámetro (")	espesor (mm)	L1	L2	L libre		Qp	Qf	(ton)	F	Sísmico	Admisible Sis	Pilote con Hormigón
						(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	P _{ad}	T _{ad}	T _{ad}
Pilote ϕ 12" espesor = 9 mm												
12	10	10	12,5	2,5	1,58	22,62	16,78	1,09	8,38	10,23	5,29	7,12
12	10	10	15	2,5	1,60	45,20	37,29	1,27	8,38	31,59	10,59	12,73
12	10	10	17,5	2,5	1,61	67,79	61,52	1,45	8,38	54,82	16,83	19,28
12	10	10	20	2,5	1,62	90,38	89,49	1,64	8,38	79,92	24,01	26,76
12	10	10	22,5	2,5	1,62	112,97	121,18	1,82	8,38	106,88	32,11	35,17
12	10	10	25	2,5	1,62	135,56	156,60	2,00	8,38	135,70	41,15	44,51
12	10	10	27,5	2,5	1,62	158,15	195,76	2,18	8,38	166,39	51,12	54,79
Pilote ϕ 12" espesor = 12 mm												
12	12	10	12,5	2,5	1,58	22,62	16,78	1,30	8,38	10,02	5,49	7,28
12	12	10	15	2,5	1,60	45,20	37,29	1,52	8,38	31,35	10,84	12,92
12	12	10	17,5	2,5	1,61	67,79	61,52	1,73	8,38	54,54	17,11	19,49
12	12	10	20	2,5	1,62	90,38	89,49	1,95	8,38	79,60	24,32	27,00
12	12	10	22,5	2,5	1,62	112,97	121,18	2,17	8,38	106,53	32,46	35,43
12	12	10	25	2,5	1,62	135,56	156,60	2,38	8,38	135,32	41,53	44,80
12	12	10	27,5	2,5	1,62	158,15	195,76	2,60	8,38	165,97	51,54	55,11

L1: longitud de pilote enterrada en suelo no resistente (licuable u otro)

L2: longitud de pilote enterrada en suelo (resistente y no resistente)

L libre: Longitud de pilote sobre nivel de fondo (no hincado)

* Conservadoramente, se considera 80% del largo total del pilote relleno con hormigón. Sin embargo, constructivamente deberá llenarse por completo.

- Para valores intermedios en la geometría de los pilotes se podrá interpolar linealmente;
- El valor del ángulo de fricción ϕ , es para el fuste y la punta.

5.1.3.1.2 Rechazos

Para obtener los rechazos mínimos y máximos, se analizaron pilotes de idénticos diámetros, espesores y largos detallados en las tablas anteriores. Para ello, se ha utilizado martinete tipo D12 o D25, en tercera marcha. En el anexo 3.1 (c) se incluyen las planillas de cálculo para el cálculo de los rechazos detallados a continuación:

Tabla 5-15: Rechazo máximo y mínimo

Tabla resumen rechazo mínimo y máximo Pilotes Tranapunte				
Diámetro (")	espesor (mm)	Largo (m)	Rechazo mínimo n ° golpes cada 10 cm	Rechazo máximo n ° golpes cada 10 cm
Pilote ϕ 8" espesor = 8 mm				
8	8	12,5	2	9
8	8	22,5	3	18
Pilote ϕ 10" espesor = 12 mm				
10	12	12,5	3	35
10	12	22,5	3	13
Pilote ϕ 12" espesor = 12 mm				
12	12	12,5	5	50
12	12	22,5	5	20

A continuación, y a modo de ejemplo, se detalla el cálculo para los rechazos mínimos y máximos, para pilote de 10" con espesor de 12 mm.

Los valores marcados con rojo en la tabla anterior, corresponden a aquellos pilotes que debido a su longitud y dimensiones deberán utilizar un martinete de mayor dimensión (D25-32 o equivalente).

No obstante lo anterior, dichos pilotes podrán hincarse con el martinete tipo D12 y requerirán un cambio de martinete en su tramo final, para cumplir la exigencia de $1 < R/Pp < 3$. Para el pilote de 10" se sugiere el cambio de martinete a los 17 metros y, para el pilote de 12", a los 14 metros de longitud total.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Imagen 5-15: Cálculo rechazo mínimo y máximo

Verificación Martinetes y rechazo - Tranapunte																																			
Características de Pilote																																			
Diámetro pilote (De)	:	10	in =	254	mm																														
Espesor de pilote (e)	:	12	mm																																
Diámetro interior de pilote (Di)	:	230	mm																																
Área de pilote (A)	:	91,23	cm ²																																
Largo total del pilote (L)	:	22,50	m																																
Peso propio del pilote (qp)	:	71,62	Kgf/m																																
Peso total del pilote (Pp)	:	1,61	tonf																																
Características martinete																																			
Se considerará martinete tipo D25 o similar																																			
<table> <tr> <th colspan="3">Technische Daten / Technical Data</th><th>D19-42</th><th>D25-32</th><th>D30-32</th></tr> <tr> <td>Schlaggewicht (Kolben)</td><td>Impact weight (piston)</td><td>kg</td><td>1820</td><td>2500</td><td>3000</td></tr> <tr> <td>Energie pro Schlag</td><td>Energy per blow</td><td>kNm</td><td>66-29</td><td>90-40</td><td>103-48</td></tr> <tr> <td>Schlagzahl</td><td>Number of blows</td><td>min-1</td><td>35-52</td><td>35-52</td><td>36-52</td></tr> <tr> <td>Geeignet zum Einrammen von Rammgut (abhängig von Boden und Rammgut)</td><td>Suitable for driving piles (depending on soil and pile)</td><td>kg</td><td>1100-8000</td><td>1600-7500</td><td>2000-9000</td></tr> </table>						Technische Daten / Technical Data			D19-42	D25-32	D30-32	Schlaggewicht (Kolben)	Impact weight (piston)	kg	1820	2500	3000	Energie pro Schlag	Energy per blow	kNm	66-29	90-40	103-48	Schlagzahl	Number of blows	min-1	35-52	35-52	36-52	Geeignet zum Einrammen von Rammgut (abhängig von Boden und Rammgut)	Suitable for driving piles (depending on soil and pile)	kg	1100-8000	1600-7500	2000-9000
Technische Daten / Technical Data			D19-42	D25-32	D30-32																														
Schlaggewicht (Kolben)	Impact weight (piston)	kg	1820	2500	3000																														
Energie pro Schlag	Energy per blow	kNm	66-29	90-40	103-48																														
Schlagzahl	Number of blows	min-1	35-52	35-52	36-52																														
Geeignet zum Einrammen von Rammgut (abhängig von Boden und Rammgut)	Suitable for driving piles (depending on soil and pile)	kg	1100-8000	1600-7500	2000-9000																														
Energía de diseño (E)	:	40,00	kN x m =	4,077	tonf x m																														

Technische Daten / Technical Data

			D19-42	D25-32	D30-32
Schlaggewicht (Kolben)	Impact weight (piston)	kg	1820	2500	3000
Energie pro Schlag	Energy per blow	kNm	66-29	90-40	103-48
Schlagzahl	Number of blows	min-1	35-52	35-52	36-52
Geeignet zum Einrammen von Rammgut (abhängig von Boden und Rammgut)	Suitable for driving piles (depending on soil and pile)	kg	1100-8000	1600-7500	2000-9000

Peso del pistón (R) : 2,50 tonf

Peso pilote y sufridera (Q) : 1,91 tonf = 1911,383 Kgf

Verificación elección de martinete

$$1 < (R/Pp) = 1,55 < 3$$

Cálculo Capacidades últimas y admisibles

Energía por golpe (mkg) : 4077,47

Peso del pistón (kg) : 2500,00

Peso propio pilote y sufridera (kg) : 1911,38

Largo total del pilote (m) : 22,50

Capacidad última de compresión

$$W_u(s_{mm}) := \frac{E_{mkg} \cdot R_{kg}}{(s_{mm} + 0.3 \cdot L_m) \cdot (R_{kg} + Q_{kg})}$$

Capacidad Admisible de Compresión

Factor de seguridad : 2,50

$$W_{ad}(s_{mm}) := \frac{W_u(s_{mm})}{FS}$$

Definición de Rechazos

a) Rechazo mínimo

Se tiene como carga máxima del pilote : $P_{max} = 7 \text{ tonf}$

Para lo cual se requiere una penetración máxima de $s_{max} = 38 \text{ mm}$

Con lo que se verifica

$$W_{ad} \left(\frac{s_{max}}{mm} \right) \cdot (\text{tonf}) : = 20,655 \text{ tonf} > P_{max} = 7 \text{ tonf} \quad \text{Ok}$$

Lo que significa

$$N_{min} = S_{max}^{-1} = 2,632 \cdot 1/10 \text{ cm}$$

Es decir, se requieren **3 golpes / 10 cm como rechazo mínimo**

b) Rechazo máximo

Durante la hinca, no se debe sobrepasar la capacidad del pilote, que para esta condición se considera como el 75% de la capacidad de la sección, es decir:

La fluencia del acero es : 2400 Kg/cm^2

La capacidad del pilote es : $C_{pilote} = 164,22 \text{ Tonf}$

Por lo cual se tiene una penetración mínima de $s_{min} = 8 \text{ mm}$

Con lo que se verifica

$$W_u \left(\frac{s_{min}}{mm} \right) \cdot (\text{tonf}) = 156,662 \text{ tonf} < C_{pilote} = 164,22 \text{ tonf} \quad \text{Ok}$$

Lo que significa

$$N_{máx} = S_{min}^{-1} = 13 \cdot 1/10 \text{ cm}$$

Es decir, se requieren **13 golpes / 10 cm como rechazo máximo**

5.1.3.1.3 Selección del martinete

5.1.3.1.3.1 Pilotes

La relación entre el peso del pistón del martinete y el peso del pilote deberá estar comprendida entre 1 y 3. Para el hincado de los pilotes se deberá utilizar un martinete del tipo D12-42 o D25-32 o equivalente en marcha 3 a 4, según lo indicado en el acápite anterior: Rechazos.

5.1.3.1.3.2 Pilote guía para tablestaca

La masa del martillo, de acción simple o doble, estará del orden de 0,5 a 1.0 veces la masa del pilote (Joseph E. Bowles, 5ª Ed, Pág.970);

Para el hincado, de las maestras/pilotes, se recomienda utilizar un martinete del tipo D12- 42 o similar en marcha 3 a 4;

5.1.3.1.4 Tipo de protección para la punta del pilote

Los pilotes deberán incluir un cabezal para el apoyo de la fundación.

Se considera protección para la punta del pilote compuesta por un tubo de acero que envuelva el pilote en la parte inferior del mismo. Dicho elemento deberá al menos tener el espesor del pilote hincado. Una alternativa es colocar en el extremo del pilote un zapato de hinca con una extensión del pilote de 50 cm de largo, con un espesor del doble del pilote diseñado. Lo anterior, de acuerdo a la siguiente imagen:

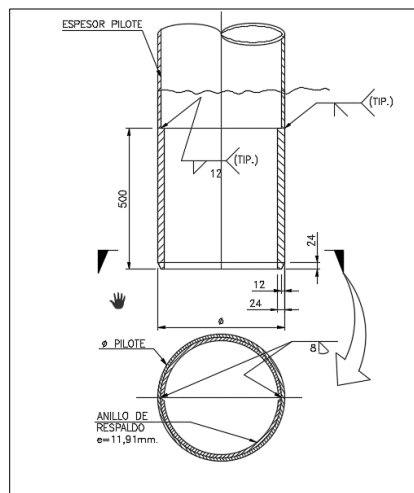


Imagen 5-16: Zapato de hinca

Como materiales de sufridera, se deberán utilizar combinaciones de discos de Micarta (o material equivalente), con discos de aluminio. El martinete deberá disponer de un cabezal de hinca apropiado para el empleo de ese tipo de sufridera. El estado de la sufridera deberá ser revisado regularmente y reemplazadas las planchas dañadas.

5.1.3.1.5 Cálculo de micropilotes

Opcionalmente, para tomar las tracciones se propone la instalación de micropilotes al interior de los pilotes tubulares. Para el diseño de los micropilotes sometidos a tracción se estima una resistencia al corte en la interface suelo-grouting $\tau = 200$ KPa, dadas las características del suelo natural por debajo de los 10 m de profundidad (válido para el cálculo fuste micropilote a compresión).

La longitud de cada elemento se define como

$$F = \alpha \frac{L \cdot \tau \cdot D \cdot \pi}{F.S}$$

Donde:

F = Fuerza en cada micropilote

α = eficiencia según longitud del micropilote ($\alpha = 0.750$)

τ = resistencia al corte interface suelo-grouting (20 ton/m²)

D = diámetro de la perforación para el micropilote 71 mm (91 mm corregido)

F.S. = Factor de Seguridad (1.5)

Inicialmente, se considera una longitud del micropilote en la arena de 5.0 m, por debajo de los 10 m de profundidad, por lo que se tiene:

$$F = 0.75 \frac{5 \cdot 20 \cdot 0.091 \cdot 1.2 \cdot \pi}{1.5} = 17.16 \text{ ton}$$

Adicionalmente, se requiere presión de inyección mínima de 4 bar, relación a/c = 0.7- 0.8. Se corrige el diámetro del bit de perforación en un 20% dado que el micropilote queda inserto en un estrato de arena con inyección a presión.

Si se quiere ajustar el valor de τ , se necesita de los resultados de a lo menos 2 pruebas de carga hasta alcanzar 2 veces la carga de trabajo proyectada o hasta la falla si se logra a una menor tensión. Los micropilotes a ensayar serán exclusivos para estos efectos, no pudiéndose utilizar elementos definitivos de proyecto.

Los micropilotes, antes del hormigonado de la zapata o fijación definitiva, serán sometidos a 1.3 veces la carga de trabajo y después de ello relajados, a la tensión de bloqueo, para materializar el empalmen micropilote-estructura.

Los Micropilotes podrán ser utilizados en el arriostamiento lateral de las tablestacas, colocados con una inclinación tal que penetren el estrato H-4 de arenisca, según se señala en el modelo estratigráfico.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 5-16. Características Barras MAI (Micropilotes)

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS	Unidad	R25	R32N	R32S	R38N	R51L	R51N	R76N	R76S
Diámetro exterior	mm	25	32	32	38	51	51	76	76
Diámetro interior	mm	14	18,5	15	19	36	33	51	45
Sección	mm ²	244	396	488	717	776	939	1835	2400
Carga de rotura	kN	200	280	360	500	550	800	1600	1900
Carga en límite elástico	kN	150	230	280	400	450	630	1200	1500
Resistencia a tracción	N/mm ²	805	720	740	700	690	840	880	790
Límite elástico	N/mm ²	660	560	570	540	580	670	660	630
Peso	kg/m	2,3	3,4	4,1	6	7	8,4	15	19,7
Longitudes estandar	m	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6

La Longitud mínima de penetración de los micropilotes en la arena densa será de 5.0 m, con un diámetro mínimo de perforación de 71 mm.

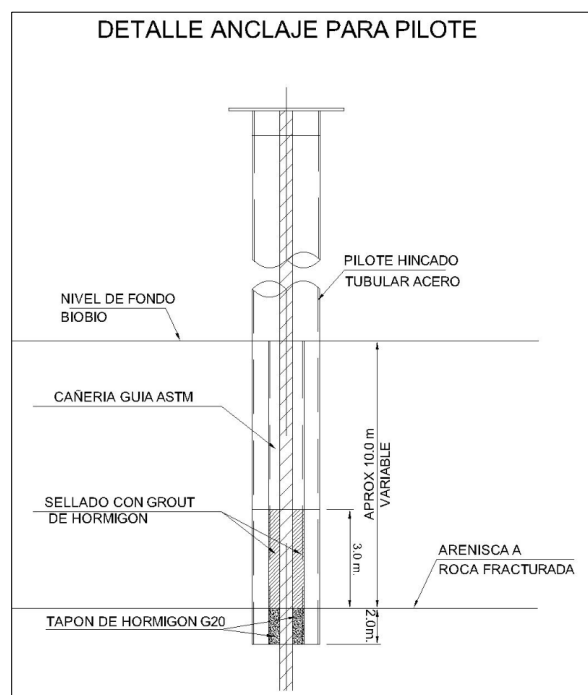


Imagen 5-17: Formato Tipo Micropilote en el interior de Pilotes

5.1.3.1.6 Capacidad de carga lateral y axial

Para la capacidad nominal de carga se realizaron las siguientes consideraciones y supuestos:

- Pilotes de 8, 10, y 12" con espesores variables de acuerdo a lo indicado en el cálculo de la capacidad de carga y rechazos.
- No se incluye espesor de corrosión.
- Para el caso del sondaje 1, en el cálculo de la longitud de empotramiento equivalente, se considera $N = 50$, que es donde se genera el empotramiento equivalente para la condición estática y sísmica, despreciando los primeros 10 metros de aporte.
- Extremo superior libre. $K = 2$.

• Longitud de empotramiento equivalente

Para el cálculo de la longitud de empotramiento equivalente, se ha considerado las siguientes ecuaciones:

Pilote $\phi 8''$ e 8 mm		
N	50,0	Golpes
K_h	7,5	kg/cm ³
D_p	20,3	cm
e	0,8	cm
A_g	49,1	cm ²
I	2341,0	cm ⁴
β	0,009	1/cm
1/ β	105,8	cm
Empotramiento efectivo considerado:	110,0	cm

Ec. Consideradas
$K_h = 0.15 * N$ $\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h * D_p}{4 * E * I}}$

E	2040,0	t/cm ²
---	--------	-------------------

Donde:

N: Número de golpes corregido N1(60) en promedio, desde la superficie hasta, aproximadamente, el doble de la longitud de empotramiento equivalente.

$K_h : 0.15 \times N$

D_p : Diámetro de pilote

e: Espesor de pilote

A_g : Área de la sección

I : Inercia de la sección

En el anexo 3.1 (c) se detallan los cálculos para el cálculo de la longitud de empotramiento equivalente en cada caso.

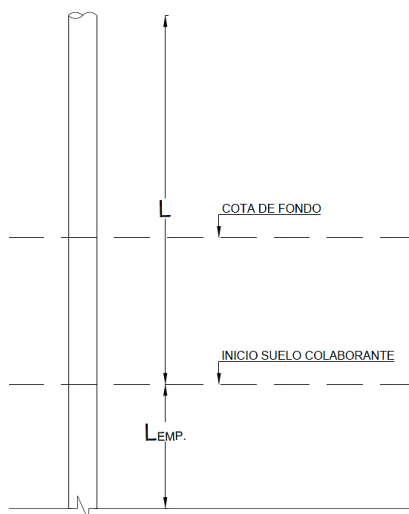
Para el cálculo de las resistencias nominales, mostrado en las siguientes tablas, se han utilizado los estándares indicados en la especificación ANSI/AISC 360-10: Construcciones en Acero. Estos valores son referenciales y deben ser verificados por el especialista estructural a cargo del diseño. En anexos se adjunta planilla de cálculo con la información entregada en las siguientes tablas.

Tabla 5-17: Resistencia Compresión y Flexión Pilotes

TRANAPUNTE SONDAJE 1 ESTÁTICO Y SÍSMICO								
Características pilote			Largo			Resistencia		
Diámetro pilote (")	espesor (mm)	Sección	L (m)	Long. Emp. Equivalente (m)	Largo total (m)	Compresión (Ton)	Flexión (Ton m)	
8	8	OE 20.32x38.51	12,50	1,10	13,60	3,40	4,62	
	12	OE 20.32x56.58	12,50	1,20	13,70	4,80	6,65	
10	9	OE 25.4x54.38	12,50	1,25	13,75	7,50	8,19	
	12	OE 25.4x54.38	12,50	1,35	13,85	9,50	10,66	
12	10	OE 30.48x72.7	12,50	1,40	13,90	14,20	13,17	
	12	OE 30.48x72.7	12,50	1,45	13,95	16,60	15,59	

Nota: L es la longitud del pilote sobre el suelo resistente (incluye longitud del pilote en suelo no colaborante, por ejemplo, licuable, y la longitud del pilote sobre el fondo). Largo total incluye L y longitud de empotramiento equivalente (no incluye longitud bajo punto de empotramiento equivalente). $L = L_1 + L_{\text{libre}} + L_{\text{emp. equivalente}}$.

Nota: Los valores de resistencia indicados son referenciales y deben ser verificados por el especialista estructural a cargo del diseño.



5.1.3.1.7 Coeficiente de balasto

5.1.3.1.7.1 Constante de balasto horizontal

La constante de balasto horizontal para el modo de deformación con cargas horizontales de los Pilotes/Maestras por a nivel de fundación, considerando la Licuefacción, se podrá calcular de la siguiente expresión:

$$k(z) = \frac{1.43}{B} E_s^{12} \sqrt{\frac{E_s B^4}{E_p I_p}} \quad (\text{Vesic, 1961})$$

$z = (2.00 - 9.00 \text{ m})$, con $E_s = 300 + 300z$, se tiene:

$$k(z) = \frac{1.43}{B} (300 + 300z)^{12} \sqrt{\frac{(300 + 300z) B^4}{E_p I_p}}$$

$z > 9.00 \text{ m}$, con $E_s = 4000\sqrt{z}$, se tiene:

$$k(z) = \frac{1.43}{B} (4000\sqrt{z})^{12} \sqrt{\frac{(4000\sqrt{z}) B^4}{E_p I_p}}$$

Opcionalmente, se puede considerar para el balasto horizontal, para pilotes en arcilla:

$$k_h \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) = \frac{100}{3} \cdot \frac{1}{b(m)} \cdot q_u \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$2.00 - 9.00 \text{ m}$, con $S_u = 4.0$ (constante), se tiene:

$$k_h \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) = 267 \cdot \frac{1}{b}$$

Terzaghi (Geotechnique, 1955)

En el caso de Tablestaca el mismo autor propone:

$$k_h \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) = \frac{100}{9} \cdot \frac{1}{D(m)} \cdot q_u \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$$

2.00 – 9.00 m, con $S_u = 4.0$ (constante), se tiene

$$k_h \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) = 89 \cdot \frac{1}{D}$$

donde:

$k(z)$ = constante de balasto del suelo a una profundidad z constante (ton/m^3).

k_h = constante de balasto horizontal para suelos cohesivos $q_u = 2S_u$ (ton/m^2) = 8.0 ton (ton/m^2).

D = Profundidad de enterramiento de la tablestaca (m)

B, b = diámetro equivalente de la maestra (m).

$E_p I_p$ = rigidez a la flexión de la maestra (ton m^2).

E_s = módulo de Young del suelo

5.1.3.1.7.2 Constante de balasto vertical

Por definición por teoría de la elasticidad (1951), la constante de resorte vertical será, en pilotes aislados, el cociente entre la carga vertical P y el asiento S .

Estático

$$k = \frac{P}{S_i}$$

Sísmico

$$k = \frac{P_d}{S_d}$$

Nota: Al calcular las constantes de balasto se deberá usar unidades coherentes de manera de obtenerlas en kg/cm o ton/m .

5.1.3.2 MUROS DE CONTENCIÓN

5.1.3.2.1 Introducción

Se realiza el prediseño de una solución con muro para contener la explanada en el sector de proyecto Tranapunte. El muro se apoya sobre micropilotes, lo que permite traspasar las cargas del muro al estrato competente de arena.

Se toman las siguientes consideraciones en el análisis:

- Se realiza el análisis para la condición sísmica que es la que controla el diseño de estas estructuras.
- Se considera una sobrecarga de 500 kg/m² y para la condición sísmica se considera un 50% de la sobrecarga.
- Las propiedades de los suelos se obtienen del informe de mecánica de suelos.
- El muro debe tener una zapata de dimensiones tales que permita el adecuado anclaje de los micropilotes.
- Se considera un par de líneas de micropilotes espaciadas a 2.3 m, inclinados 1:3=H:V,

El análisis desarrollado se muestra en la siguiente figura:

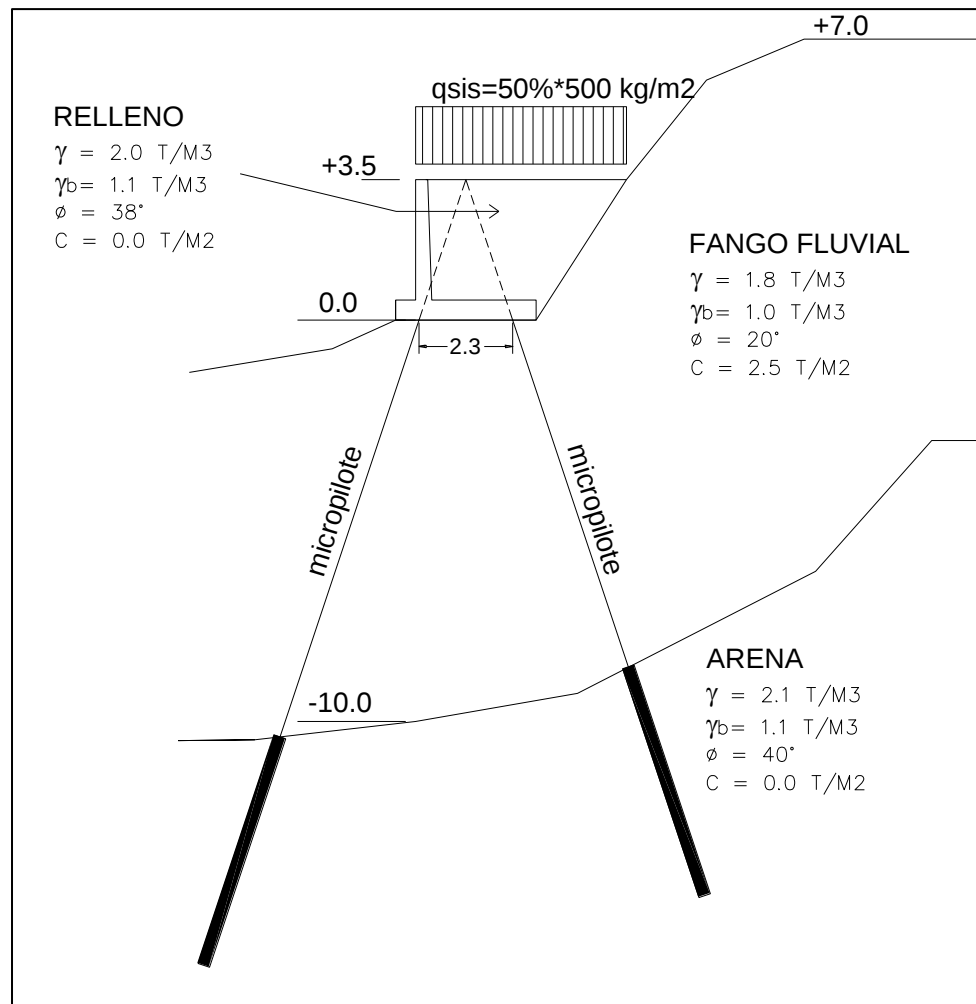


Imagen 5-18: Esquema de análisis simplificado

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

5.1.3.2.2 Cálculo de Coeficientes de Empuje

Los coeficientes de empuje se determinan según la Norma Japonesa.

Coeficiente empuje activo

$$K_a(\psi, \beta, \phi, \delta) := \frac{(\cos(\phi - \psi))^2}{(\cos(\psi))^2 \cdot \cos(\delta + \psi) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cdot \cos(\psi - \beta)}}\right)^2}$$

Coeficiente empuje pasivo

$$K_p(\psi, \beta, \phi, \delta) := \frac{(\cos(\phi + \psi))^2}{(\cos(\psi))^2 \cdot \cos(\delta + \psi) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cdot \cos(\psi - \beta)}}\right)^2}$$

Coeficiente de empuje activo sísmico

$$K_{as}(\psi, \beta, \phi, \delta, \theta) := \frac{(\cos(\phi - \psi - \theta))^2}{\cos(\theta) (\cos(\psi))^2 \cdot \cos(\delta + \psi + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cdot \cos(\psi - \beta)}}\right)^2}$$

Coeficiente de empuje pasivo sísmico

$$K_{ps}(\psi, \beta, \phi, \delta, \theta) := \frac{(\cos(\phi + \psi - \theta))^2}{\cos(\theta) (\cos(\psi))^2 \cdot \cos(\delta + \psi - \theta) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cdot \cos(\psi - \beta)}}\right)^2}$$

Imagen 5-19: Formulación empleada en el presente análisis (Norma Japonesa)

5.1.3.2.3 Prediseño muro

A continuación, se describen las dimensiones del muro y su correspondiente verificación estructural, la que deberá ser verificada para la condición estructural definida por el proyecto en su etapa de diseño.

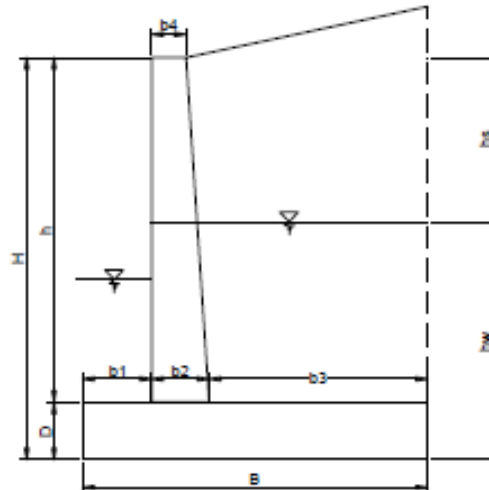
VERIFICACIÓN MURO H=3.50m

1. MATERIALES

Resistencia hormigón	$f_c := 30\text{MPa}$
Densidad del hormigón armado	$\gamma_h := 2.5\text{tonf}\cdot\text{m}^{-3}$
Densidad boyante del hormigón armado	$\gamma_{hb} := 1.5\text{tonf}\cdot\text{m}^{-3}$
Módulo de elasticidad del hormigón	$E_h := 4700 \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{MPa}^{-1}} \cdot \text{MPa} = 2.574 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$
Fluencia acero de refuerzo	$F_y := 420\text{MPa}$
Módulo de elasticidad del acero	$E_s := 210000\text{MPa}$
Densidad del agua	$\gamma_w := 1\cdot\text{tonf}\cdot\text{m}^{-3}$

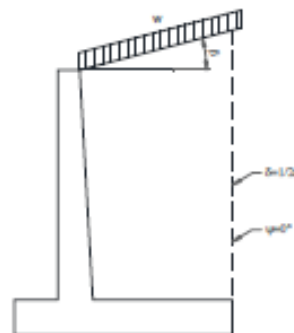
2. GEOMETRIA Y CARGAS

$b_1 := 0\text{cm}$	
$b_2 := 40\text{cm}$	
$b_3 := 310\text{cm}$	
$b_4 := 30\text{cm}$	
$B := b_1 + b_2 + b_3 = 350\cdot\text{cm}$	
$D := 40\text{cm}$	
$h := 310\text{cm}$	
$H := D + h = 350\cdot\text{cm}$	
$CC := 3.50\cdot\text{m}$ (coronamiento)	
$NW := 2.00\cdot\text{m}$ (marea máxima)	
$h_s := CC - NW = 1.5\text{m}$	
$h_w := H - h_s = 2\text{m}$	
Sobrecarga sobre relleno	$w := 0.5\text{tonf}\cdot\text{m}^{-2}$
Porcentaje sobrecarga sísmica	$\%sis := 50\%$
Sobrecarga sísmica sobre relleno	$w_{sis} := w \cdot \%sis = 0.25\cdot\text{tonf}\cdot\text{m}^{-2}$



3. PARÁMETROS DEL SUELO

Densidad natural del relleno	$\gamma_{r_nat} := 2.0 \text{ tonf} \cdot \text{m}^{-3}$
Densidad boyante del relleno	$\gamma_{r_b} := 1.0 \text{ tonf} \cdot \text{m}^{-3}$
Ángulo de fricción relleno	$\phi := 38 \text{ deg}$
Ángulo fricción suelo-relleno trasdos	$\delta := 0.5 \cdot \phi = 19 \text{ deg}$
Inclinación suelo-relleno trasdos	$\psi := 0 \text{ deg}$
Pendiente de la superficie del suelo	$\beta := 0 \text{ deg}$
Ángulo fricción suelo bajo muro	$\phi_b := 35 \text{ deg}$



4. COEFICIENTES DE EMPUJE

Coefficiente empuje activo

$$K_a := \frac{(\cos(\phi - \psi))^2}{(\cos(\psi))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi)) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cdot \cos(\psi - \beta)}}\right)^2} = 0.217$$

Coefficiente empuje sísmico

Coefficiente sísmico (zona 3)

$$A_0 := 0.4g$$

$$k_h := 0.5 \cdot \frac{A_0}{g} = 0.2$$

$$k_v := 0$$

Ángulo para análisis sísmico

$$\theta := \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 11.31 \text{ deg}$$

Ángulo bajo napa para análisis sísmico

$$\theta' := \arctan\left[\frac{k_h \cdot (\gamma_{r_b} + \gamma_w)}{\gamma_{r_b} - k_v \cdot \gamma_{r_b}}\right] = 21.801 \text{ deg}$$

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

$$K_{ae} := \frac{(\cos(\phi - \psi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\cos(\psi))^2 \cdot \cos(\delta + \psi + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cdot \cos(\psi - \beta)}}\right)^2} = 0.342$$

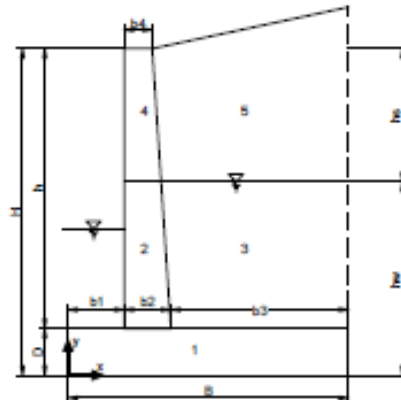
$$K_{ae_sum} := \frac{(\cos(\phi - \psi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\cos(\psi))^2 \cdot \cos(\delta + \psi + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cdot \cos(\psi - \beta)}}\right)^2} = 0.542$$

$$\Delta K_{ae} := K_{ae} - K_a = 0.125$$

$$\Delta K_{ae_sum} := K_{ae_sum} - K_a = 0.325$$

5. PESOS

$W_1 = 2.1 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$	$x_1 = 1.75 \text{ m}$	$y_1 = 0.2 \text{ m}$
$W_2 = 0.96 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$	$x_2 = 0.2 \text{ m}$	$y_2 = 1.2 \text{ m}$
$W_3 = 4.96 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$	$x_3 = 1.95 \text{ m}$	$y_3 = 1.2 \text{ m}$
$W_4 = 1.125 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$	$x_4 = 0.15 \text{ m}$	$y_4 = 2.75 \text{ m}$
$W_5 = 9.6 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$	$x_5 = 1.9 \text{ m}$	$y_5 = 2.75 \text{ m}$
$W_t = 18.745 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$	$x_t = 1.704 \text{ m}$	$y_t = 1.975 \text{ m}$



6. EMPUJES

Empuje estático zona sobre napa:

Presión en nivel de napa $\sigma_{e1d} := \gamma_{r_nat} \cdot h_s \cdot K_a \cdot \cos(\delta) = 0.616 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-2}$

Empuje estático $E_{e1} := 0.5 \sigma_{e1d} \cdot h_s = 0.462 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$

Altura de aplicación $y_{Ee1} := h_w + \frac{1}{3} \cdot h_s = 2.5 \text{ m}$

Momento por empuje estático $M_{Ee1} := E_{e1} \cdot y_{Ee1} = 1.155 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$

Empuje estático zona bajo napa:

Presión en nivel de napa $\sigma_{e2u} := \gamma_{r_nat} \cdot h_s \cdot K_a \cdot \cos(\delta) = 0.616 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-2}$

Presión en nivel de sello muro $\sigma_{e2d} := \sigma_{e2u} + \gamma_{r_b} \cdot h_w \cdot K_a \cdot \cos(\delta) = 1.027 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-2}$

Empuje estático $E_{e2_rect} := \sigma_{e2u} \cdot h_w = 1.232 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$

$E_{e2_triang} := 0.5 (\sigma_{e2d} - \sigma_{e2u}) \cdot h_w = 0.411 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$

$E_{e2} := E_{e2_rect} + E_{e2_triang} = 1.643 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$

Altura de aplicación $y_{Ee2_rect} := 0.5 h_w = 1 \text{ m}$

$y_{Ee2_triang} := \frac{1}{3} h_w = 0.667 \text{ m}$

Momento por empuje estático

$M_{Ee2} := E_{e2_rect} \cdot y_{Ee2_rect} + E_{e2_triang} \cdot y_{Ee2_triang} = 1.506 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$

Empuje por sobrecarga estática:

Presión uniforme $\sigma_{sc} := w \cdot K_a \cdot \cos(\delta) = 0.103 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-2}$

Empuje por sobrecarga $E_{sc} := \sigma_{sc} \cdot H = 0.359 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$

Altura de aplicación $y_{sc} := 0.5 H = 1.75 \text{ m}$

Momento por sobrecarga $M_{sc} := E_{sc} \cdot y_{sc} = 0.629 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Empuje por agua estática:

$$\text{Altura agua residual} \quad h_{w_res} := \frac{NW}{3} = 0.667 \text{ m}$$

$$\text{Altura agua (nivel inferior)} \quad h_{w_res_d} := h_w - h_{w_res} = 1.333 \text{ m}$$

$$\text{Presión por agua residual} \quad \sigma_{w_res} := \gamma_w \cdot h_{w_res} = 0.667 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$\text{Empuje estático} \quad E_{w_res_rect} := \sigma_{w_res} \cdot h_{w_res_d} = 0.889 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$E_{w_res_triang} := 0.5 \sigma_{w_res} \cdot h_{w_res} = 0.222 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$E_{w_res} := E_{w_res_rect} + E_{w_res_triang} = 1.111 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$\text{Altura de aplicación} \quad y_{w_res_rect} := 0.5 h_{w_res_d} = 0.667 \text{ m}$$

$$y_{w_res_triang} := h_{w_res_d} + \frac{1}{3} h_{w_res} = 1.556 \text{ m}$$

Momento por empuje estático

$$M_{w_res} := E_{w_res_rect} \cdot y_{w_res_rect} + E_{w_res_triang} \cdot y_{w_res_triang} = 0.938 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$$

Empuje por componente sísmica zona sobre agua:

$$\text{Presión en nivel de napa} \quad \sigma_{\Delta ael d} := \gamma_{r_nat} \cdot h_s \cdot \Delta K_{ae} \cdot \cos(\delta) = 0.354 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$\text{Empuje sísmico} \quad E_{\Delta ael} := 0.5 \sigma_{\Delta ael d} \cdot h_s = 0.265 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$\text{Altura de aplicación} \quad y_{E\Delta ael} := h_w + \frac{1}{3} h_s = 2.5 \text{ m}$$

$$\text{Momento por empuje sísmico} \quad M_{E\Delta ael} := E_{\Delta ael} \cdot y_{E\Delta ael} = 0.664 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$$

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Empuje por componente sísmica zona bajo agua:

$$\text{Presión en nivel de napa} \quad \sigma_{\Delta ae2u} := \gamma_{r_nat} \cdot h_s \cdot \Delta K_{ae_sum} \cdot \cos(\delta) = 0.921 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$\text{Presión en nivel de sello muro} \quad \sigma_{\Delta ae2d} := \sigma_{\Delta ae2u} + \gamma_{r_b} \cdot h_w \cdot \Delta K_{ae_sum} \cdot \cos(\delta) = 1.535 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$\text{Empuje sísmico} \quad E_{\Delta ae2_rect} := \sigma_{\Delta ae2u} \cdot h_w = 1.843 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$E_{\Delta ae2_triang} := 0.5(\sigma_{\Delta ae2d} - \sigma_{\Delta ae2u}) \cdot h_w = 0.614 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$E_{\Delta ae2} := E_{\Delta ae2_rect} + E_{\Delta ae2_triang} = 2.457 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$\text{Altura de aplicación} \quad y_{E\Delta ae2_rect} := 0.5h_w = 1 \text{ m}$$

$$y_{E\Delta ae2_triang} := \frac{1}{3}h_w = 0.667 \text{ m}$$

Momento por empuje sísmico

$$M_{E\Delta ae2} := E_{\Delta ae2_rect} y_{E\Delta ae2_rect} + E_{\Delta ae2_triang} y_{E\Delta ae2_triang} = 2.252 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$$

Componente sísmica de sobrecarga sobre agua:

$$\text{Presión uniforme} \quad \sigma_{\Delta ae_sc1} := w_{sis} \cdot \Delta K_{ae} \cdot \cos(\delta) = 0.029 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$\text{Empuje por sobrecarga} \quad E_{\Delta ae_sc1} := \sigma_{\Delta ae_sc1} \cdot h_s = 0.044 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$\text{Altura de aplicación} \quad y_{\Delta ae_sc1} := h_w + 0.5 \cdot h_s = 2.75 \text{ m}$$

$$\text{Momento por sobrecarga} \quad M_{\Delta ae_sc1} := E_{\Delta ae_sc1} \cdot y_{\Delta ae_sc1} = 0.122 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$$

Componente sísmica de sobrecarga bajo agua:

$$\text{Presión uniforme} \quad \sigma_{\Delta ae_sc2} := w_{sis} \cdot \Delta K_{ae_sum} \cdot \cos(\delta) = 0.077 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$\text{Empuje por sobrecarga} \quad E_{\Delta ae_sc2} := \sigma_{\Delta ae_sc2} \cdot h_w = 0.154 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$\text{Altura de aplicación} \quad y_{\Delta ae_sc2} := 0.5h_w = 1 \text{ m}$$

$$\text{Momento por sobrecarga} \quad M_{\Delta ae_sc2} := E_{\Delta ae_sc2} \cdot y_{\Delta ae_sc2} = 0.154 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$$

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Empuje por agua sísmica:

$$\text{Empuje dinámico de agua} \quad E_{w_din} := \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_w^2 = 0.467 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$\text{Altura de aplicación} \quad y_{w_din} := \frac{3}{5} \cdot h_w = 1.2 \text{ m}$$

$$\text{Momento por agua sísmica} \quad M_{w_din} := E_{w_din} \cdot y_{w_din} = 0.56 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$$

Fuerzas Inerciales:

$$\text{Empuje inercial del muro-suelo} \quad E_I := k_h \cdot W_t = 3.749 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$\text{Momento por inercia muro-suelo} \quad M_I := E_I \cdot y_t = 7.404 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$$

7. CARGAS ACTUANTES (COMBINACIONES)

Combinación estática:

$$M_{est} := M_{Ee1} + M_{Ee2} + M_{sc} + M_{w_res} = 4.228 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$V_{est} := E_{e1} + E_{e2} + E_{sc} + E_{w_res} = 3.575 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$$

Combinación sísmica

$$M_{sis} := M_{Ee1} + M_{Ee2} + M_{E\Delta ae1} + M_{E\Delta ae2} + M_{\Delta ae_sc1} + M_{\Delta ae_sc2} + M_{w_res} + M_{w_din} + M_I$$

$$V_{sis} := E_{e1} + E_{e2} + E_{\Delta ae1} + E_{\Delta ae2} + E_{\Delta ae_sc1} + E_{\Delta ae_sc2} + E_{w_res} + E_{w_din} + E_I$$

$$M_{sis} = 14.754 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$V_{sis} = 10.352 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$$

8. CARGAS RESISTENTES

Por peso de muro-suelo:

$$M_{r_W} := W_t \cdot x_t = 31.948 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$V_{r_W} := W_t \cdot \tan(\phi_b) = 13.125 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$$

Por sobrecarga:

$$M_{r_sc} := [w \cdot (b_2 + b_3)] \cdot [b_1 + 0.5 \cdot (b_2 + b_3)] = 3.063 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$V_{r_sc} := [w \cdot (b_2 + b_3)] \cdot \tan(\phi_b) = 1.225 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$$

Por sobrecarga sísmica:

$$M_{r_scsis} := [w_{sis} \cdot (b_2 + b_3)] \cdot [b_1 + 0.5 \cdot (b_2 + b_3)] = 1.531 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$V_{r_scsis} := [w_{sis} \cdot (b_2 + b_3)] \cdot \tan(\phi_b) = 0.613 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$$

Resistentes estáticas:

$$M_{r_est} := M_{r_W} + M_{r_sc} = 35.01 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$V_{r_est} := V_{r_W} + V_{r_sc} = 14.351 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$$

Resistentes sísmicas:

$$M_{r_sis} := M_{r_W} + M_{r_scsis} = 33.479 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$V_{r_sis} := V_{r_W} + V_{r_scsis} = 13.738 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$$

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

9. FACTORES DE SEGURIDAD

Volcamiento estático	$FS_{Mest} := \frac{M_{r_est}}{M_{est}} = 8.281$	> 1.5	OK
Volcamiento sísmico	$FS_{Msis} := \frac{M_{r_sis}}{M_{sis}} = 2.269$	> 1.27	OK
Desplazamiento estático	$FS_{Vest} := \frac{V_{r_est}}{V_{est}} = 4.014$	> 1.5	OK
Deslizamiento sísmico	$FS_{Vsis} := \frac{V_{r_sis}}{V_{sis}} = 1.327$	> 1.1	OK

10. ESFUERZOS EN SELLO FUNDACIÓN

Caso estático:

Compresión en CG	$N_{sello} = 20.495 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$
Momento en CG	$M_{sello} = 5.084 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$
Excentricidad	$e := \frac{ M_{sello} }{N_{sello}} = 0.248 \text{ m}$
Limites	$e = 0.248 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0.583 \text{ m} \Rightarrow \text{trapezoidal}$
Tension máxima en suelo	$\sigma_{max} := \frac{N_{sello}}{B} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right) = 8.346 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-2}$
Tension mínima en suelo	$\sigma_{min} := \frac{N_{sello}}{B} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{B}\right) = 3.366 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-2}$
	$\sigma_{max} = 0.835 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}^{-2} < \sigma_{ad_est} := 5 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^{-2} \Rightarrow \text{OK}$
	$\sigma_{min} = 0.337 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}^{-2} > 0 \Rightarrow 100\% \text{ comprimido}$

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Caso sísmico:

Compresión en CG $N_{\text{sissello}} = 19.62 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$

Momento en CG $M_{\text{sissello}} = 15.61 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$

Excentricidad $e_{\text{sis}} := \frac{M_{\text{sissello}}}{N_{\text{sissello}}} = 0.796 \text{ m}$

Limites $\frac{B}{6} = 0.583 \text{ m} < e_{\text{sis}} = 0.796 \text{ m} < \frac{B}{4} = 0.875 \text{ m} \Rightarrow \text{triangular}$

Tension máxima en suelo $\sigma_{\text{maxsis}} := \frac{2 \cdot N_{\text{sissello}}}{3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e_{\text{sis}} \right)} = 13.705 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-2}$

Tension mínima en suelo $\sigma_{\text{minsis}} := 0 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^{-2}$

$\sigma_{\text{maxsis}} = 1.37 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}^{-2} < \sigma_{\text{ad_sis}} := 7 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^{-2} \Rightarrow \text{OK}$

$\sigma_{\text{minsis}} = 0 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}^{-2}$

Área comprimida $a := 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e_{\text{sis}} \right) = 2.863 \text{ m}$

$\% \text{Comp} := \frac{a}{B} = 81.806\% > 80\% \Rightarrow \text{OK}$

5.1.3.2.4 Análisis de Estabilidad Método Analítico

Se hace un análisis de estabilidad, donde se determinan los esfuerzos sobre el muro, que son traspasados a la base, para ser tomados por los micropilotes.

El análisis se realiza para 1 m de muro.

Imagen 5-20: Cálculo analítico de muro con micropilotes

Verificación Muro	
1. Datos Generales	
Sobrecarga sísmica:	$q_{sis} := 50\% \cdot 500 \text{kgf} \cdot \text{m}^{-2} = 0.25 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-2}$
Ancho de análisis	$B := 1\text{m}$
Coefficiente empuje sísmico sobre agua	$k_h := 0.2$
Coefficiente empuje sísmico bajo agua	$k'_h := 2 \cdot k_h = 0.4$
Coefficiente empuje sísmico vertical	$k_v := 0$
Inclinación de muro respecto de vertical	$\psi := 0\text{deg}$
Inclinación de suelo tras tablestaca	$\beta := 0\text{deg}$
Densidad del agua	$\gamma_w := 1.03 \text{tonf} \cdot \text{m}^{-3}$
Densidad boyante del suelo (promedio)	$\gamma' := 1.05 \text{tonf} \cdot \text{m}^{-3}$
Densidad backfill (RELLENO) sobre agua	$\gamma_{bf} := 2.0 \text{tonf} \cdot \text{m}^{-3}$
Densidad suelo 1 (FANGO) bajo agua	$\gamma_1 := 1.0 \text{tonf} \cdot \text{m}^{-3}$
Densidad suelo 2 (ARENA) bajo agua	$\gamma_2 := 1.1 \text{tonf} \cdot \text{m}^{-3}$
Altura backfill (RELLENO)	$h_{bf} := 3.5\text{m}$

2. Propiedades Geotécnicas (Norma Japonesa)

Coefficiente empuje activo

$$K_a(\psi, \beta, \phi, \delta) := \frac{(\cos(\phi - \psi))^2}{(\cos(\psi))^2 \cdot \cos(\delta + \psi) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cdot \cos(\psi - \beta)}}\right)^2}$$

Coefficiente empuje pasivo

$$K_p(\psi, \beta, \phi, \delta) := \frac{(\cos(\phi + \psi))^2}{(\cos(\psi))^2 \cdot \cos(\delta + \psi) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cdot \cos(\psi - \beta)}}\right)^2}$$

Coefficiente de empuje activo sísmico

$$K_{as}(\psi, \beta, \phi, \delta, \theta) := \frac{(\cos(\phi - \psi - \theta))^2}{\cos(\theta) (\cos(\psi))^2 \cdot \cos(\delta + \psi + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cdot \cos(\psi - \beta)}}\right)^2}$$

Coefficiente de empuje pasivo sísmico

$$K_{ps}(\psi, \beta, \phi, \delta, \theta) := \frac{(\cos(\phi + \psi - \theta))^2}{\cos(\theta) (\cos(\psi))^2 \cdot \cos(\delta + \psi - \theta) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cdot \cos(\psi - \beta)}}\right)^2}$$

Ángulo para análisis sísmico

$$\theta := \operatorname{atan}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 11.31 \cdot \text{deg}$$

Ángulo bajo napa para análisis sísmico

$$\theta' := \operatorname{atan}\left[\frac{k_h \cdot (\gamma' + \gamma_w)}{\gamma' - k_v \cdot \gamma'}\right] = 21.613 \cdot \text{deg}$$

3. Empuje en Muro

3.1 Coeficientes de Empuje RELLENO Backfill (BF)

Coefficiente de fricción	$\phi_{bf} := 38 \text{ deg}$
Ángulo de fricción suelo-tablestaca	$\delta_{bf} := \frac{\phi_{bf}}{2} = 19 \text{ deg}$
Coefficiente empuje activo	$K_{a_bf} := K_a(\psi, \beta, \phi_{bf}, \delta_{bf}) = 0.217$
Coefficiente empuje pasivo	$K_{p_bf} := K_p(\psi, \beta, \phi_{bf}, \delta_{bf}) = 2.256$
Coefficiente empuje activo sísmico	$K_{as_bf} := K_{as}(\psi, \beta, \phi_{bf}, \delta_{bf}, \theta) = 0.342$
Coefficiente empuje pasivo sísmico	$K_{ps_bf} := K_{ps}(\psi, \beta, \phi_{bf}, \delta_{bf}, \theta) = 2.166$
Coefficiente empuje activo horizontal	$K_{a_bf_h} := K_{a_bf} \cdot \cos(\delta_{bf}) = 0.205$
Coefficiente empuje pasivo horizontal	$K_{p_bf_h} := K_{p_bf} \cdot \cos(\delta_{bf}) = 2.133$
Coefficiente empuje activo sísmico horizontal	$K_{as_bf_h} := K_{as_bf} \cdot \cos(\delta_{bf}) = 0.323$
Coefficiente empuje pasivo sísmico horizontal	$K_{ps_bf_h} := K_{ps_bf} \cdot \cos(\delta_{bf}) = 2.048$

3.2 Esfuerzos RELLENO Backfill (BF)

Presión activa superior	$p_{a_u_bf} := (q_{sis}) \cdot K_{as_bf_h} \cdot B = 0.081 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$
Presión activa inferior	$p_{a_d_bf} := (q_{sis} + \gamma_{bf} \cdot h_{bf}) \cdot K_{as_bf_h} \cdot B = 2.344 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$
Fuerza total	$P_{a_bf} := \frac{(p_{a_u_bf} + p_{a_d_bf})}{2} \cdot h_{bf} = 4.244 \cdot \text{tonf}$
Altura respecto de base del estrato	$h_{a_bf} := \frac{p_{a_u_bf} \cdot h_{bf} \cdot \frac{h_{bf}}{2} + (p_{a_d_bf} - p_{a_u_bf}) \cdot \frac{h_{bf}}{2} \cdot \frac{h_{bf}}{3}}{P_{a_bf}} = 1.206 \text{ m}$

4. Cargas Verticales

Para las cargas verticales, se considera el peso del muro, del relleno y la cobrecarga sísmica.

Área sección muro (estimada)	$A_{\text{muro}} := 2.8 \text{ m}^2$
Densidad hormigón armado	$\gamma_h := 2.5 \text{ tonf} \cdot \text{m}^{-3}$
Peso muro (estimado)	$W_{\text{muro}} := A_{\text{muro}} \cdot B \cdot \gamma_h = 7 \text{ tonf}$

Área sección relleno (estimada)	$A_{\text{rell}} := 8.0 \text{ m}^2$
Densidad de relleno	$\gamma_{\text{rell}} := 2.0 \text{ tonf} \cdot \text{m}^{-3}$
Peso relleno (estimado)	$W_{\text{rell}} := A_{\text{rell}} \cdot B \cdot \gamma_{\text{rell}} = 16 \text{ tonf}$

Sobrecarga sísmica	$q_{\text{sis}} = 0.25 \text{ tonf} \cdot \text{m}^{-2}$
Ancho de acción (estimado)	$B_{\text{scsis}} := 3 \text{ m}$
Sobrecarga sísmica	$P_{\text{SCsis}} := q_{\text{sis}} \cdot B_{\text{scsis}} \cdot B = 0.75 \text{ tonf}$

Carga Vertical Total	$P_{\text{base}} := W_{\text{muro}} + W_{\text{rell}} + P_{\text{SCsis}} = 23.75 \text{ tonf}$
----------------------	--

Se asume que las cargas verticales se encuentran centradas respecto de las líneas de micropilotes.

5. Momentos

Se determina los momentos en la base del muro. Para esta etapa del análisis se considera principalmente el momento generado por el empuje del suelo en condición sísmica.

Momento por empujes activos

$$M_{\text{base}} := P_{a_bf} \cdot h_{a_bf} = 5.116 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Se asume que los momentos se encuentran centrados respecto de las líneas de micropilotes.

6. Cortes

Se determina los cortes en la base del muro. Para esta etapa del análisis se considera principalmente el corte generado por el empuje del suelo en condición sísmica.

Corte por empujes activos

$$V_{\text{base}} := P_{a_bf} = 4.244 \text{ tonf}$$

Se asume que los cortes se encuentran centrados respecto de las líneas de micropilotes.

7. Solicitaciones en Base del Muro y Cargas en Micropilotes

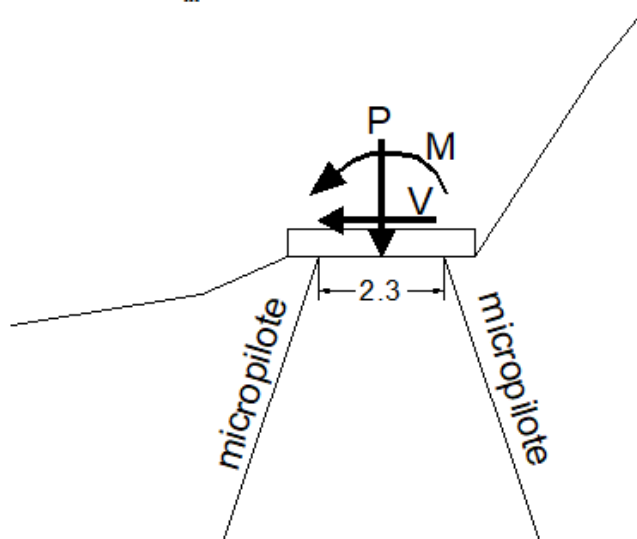
Considerando un espaciamiento entre anclajes en el sentido longitudinal "dist.anclaje" se tiene las siguientes soliciaciones en la base.

$$\text{Dist}_{\text{anclaje}} := 1.5\text{m}$$

$$P := P_{\text{base}} \cdot \frac{\text{Dist}_{\text{anclaje}}}{m} = 35.625 \text{ tonf}$$

$$M := M_{\text{base}} \cdot \frac{\text{Dist}_{\text{anclaje}}}{m} = 7.674 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$V := V_{\text{base}} \cdot \frac{\text{Dist}_{\text{anclaje}}}{m} = 6.366 \text{ tonf}$$



Además se considera un ángulo equivalente a (1:3) de : $\text{ang} := \text{atan}\left(\frac{1}{3}\right) = 18.435 \text{ deg}$

Además se considera un ángulo equivalente a (1:3) de : $\text{ang} := \text{atan}\left(\frac{1}{3}\right) = 18.435\text{-deg}$

Con lo anterior, cada micropilote recibe la siguiente carga:

a) Compresión (P)

Compresión vertical en cada micropilote $C_v := \frac{P}{2} = 17.813\text{-tonf}$

Compresión axial en cada micropilote $C_{\text{axial}_1} := \frac{C_v}{\cos(\text{ang})} = 18.776\text{-tonf}$

b) Momento (M)

El momento se trasmite por un par compresión - tracción (CT), según lo siguiente:

Compresión o tracción vertical en cada micropilote $CT_v := \frac{M}{2.3\text{m}} = 3.337\text{-tonf}$

Compresión axial en micropilote $C_{\text{axial}_2} := \frac{CT_v}{\cos(\text{ang})} = 3.517\text{-tonf}$

Tracción axial en micropilote $T_{\text{axial}_2} := \frac{CT_v}{\cos(\text{ang})} = 3.517\text{-tonf}$

c) Corte (V)

Compresión o tracción horizontal en cada micropilote $CT_h := \frac{V}{2} = 3.183\text{-tonf}$

Compresión axial en micropilote $C_{\text{axial}_3} := \frac{CT_h}{\sin(\text{ang})} = 10.065\text{-tonf}$

Tracción axial en micropilote $T_{\text{axial}_3} := \frac{CT_h}{\sin(\text{ang})} = 10.065\text{-tonf}$

d) Esfuerzos Axiales en Micropilotes

Luego, los esfuerzos axiales máximos en los micropilotes son:

Compresión Máxima $C_{\text{max}} := C_{\text{axial}_1} + C_{\text{axial}_2} + C_{\text{axial}_3} = 32.358\text{-tonf}$

Tracción Máxima $T_{\text{max}} := T_{\text{axial}_2} + T_{\text{axial}_3} = 13.582\text{-tonf}$

8. Verificación Anclaje

De acuerdo a las recomendaciones del informe de Mecánica de suelo, el anclaje se puede materializar con un micropilote, considerando las siguientes características.

Eficiencia longitud de micropilote	$\alpha := 0.75$
Resistencia al corte suelo-grouting	$\tau := 20 \text{tonf} \cdot \text{m}^{-2}$
Diámetro perforación micropilote de 200 mm, corregido x1.5	$D := 110 \text{mm} \cdot 1.5 = 165 \cdot \text{mm}$
Factor de seguridad (sísmico)	$FS_{\text{ancl}} := 1.2$
Fuerza axial del anclaje	$F_{\text{anclaje}} := C_{\text{max}} = 32.358 \cdot \text{tonf}$
Longitud de anclaje requerida	$L_{\text{req}} := \frac{F_{\text{anclaje}} \cdot FS_{\text{ancl}}}{\alpha \cdot \tau \cdot D \cdot \pi} = 4.994 \cdot \text{m}$
Límite elástico requerido	$\text{CargaElastReq} := F_{\text{anclaje}} \cdot FS_{\text{ancl}} = 38.83 \cdot \text{tonf}$

Usar micropilote titan 40/20 anclado 5 m en suelo competente.

En el análisis presentado se concluye que se deben considerar, como diseño preliminar, **micropilotes titán 40/20**, que deben estar anclados, por lo menos, **5 m en suelo competente**.

5.1.3.3 TABLESTACAS

5.1.3.3.1 Diseño

Inicialmente, no se recomienda el uso de tablestacas mientras no se conozca en detalle los efectos y magnitud de la consolidación en la explanada proyectada o sobre los elementos estructurales materializados.

Aun así, para la solución de los elementos de contención de las explanadas se considera alternativamente el uso de Tablestacas del tipo HZ o AZ.

Entre los diferentes métodos de diseño, el de la flexibilidad de Rowe se considera como el más racional. Su punto de partida consiste en considerar una tablestaca infinitamente rígida. Si se supone que el subsuelo y el anclaje se deforma casi en la misma cantidad, es normal que el muro se traslade hacia afuera del suelo retenido y hacia el interior del suelo situado bajo el nivel de fondo marino. Ésta es la condición de soporte libre de suelo, en la cual se aplican las ecuaciones que gobiernan la distribución de presión en los muros de gravedad. Si utilizan las propiedades del suelo en el lado pasivo y se toman los momentos producidos por las fuerzas activa y pasiva, se obtiene una ecuación para la profundidad de penetración D , con la cual se calcula D . Ésta es la longitud de empotramiento correcta aun si la tablestaca es flexible, ya que en la falla por penetración inadecuada no existe empotramiento por debajo del nivel de dragado o fondo marino. Al resolver horizontalmente y al tomar momentos en varios puntos hacia abajo del tablestacado puede determinarse el momento máximo para la condición de soporte libre de tierras MFES. El momento máximo real M que actúa sobre el tablestacado es menor que MFES ya que la tablestaca no es infinitamente rígida y algún grado de empotramiento se desarrolla por debajo del nivel de dragado o de fondo. El empotramiento aumenta cuando aumenta la flexibilidad de la tablestaca en términos relativos a la compresibilidad del suelo. Las figuras siguientes muestran las curvas de reducción de momento obtenidas por ROWE (1952) para un muro tablestacado que está empotrado arcilla y retiene arena: α es la relación entre el nivel de dragado (fondo) y el nivel total H de la tablestaca.

Se define el número de flexibilidad:

$$\rho = \frac{H^4}{EI}$$

Donde el Número de estabilidad S_n , se define como:

$$S_n = 1.25 \frac{s_u}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2)}$$

$$\alpha = \frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_2 + D_{real}}$$

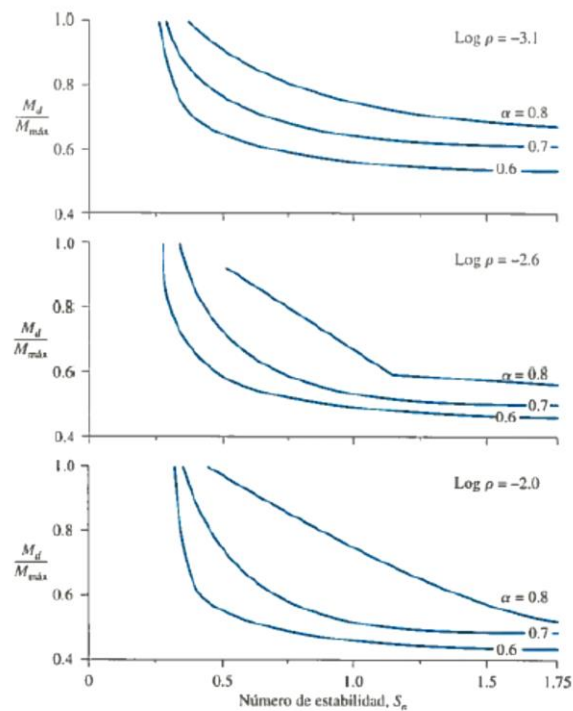


Imagen 5-21. Curvas de Reducción del Momento para Tablestacas en arcilla con relleno trasdós de arena (Rowe, 1967)

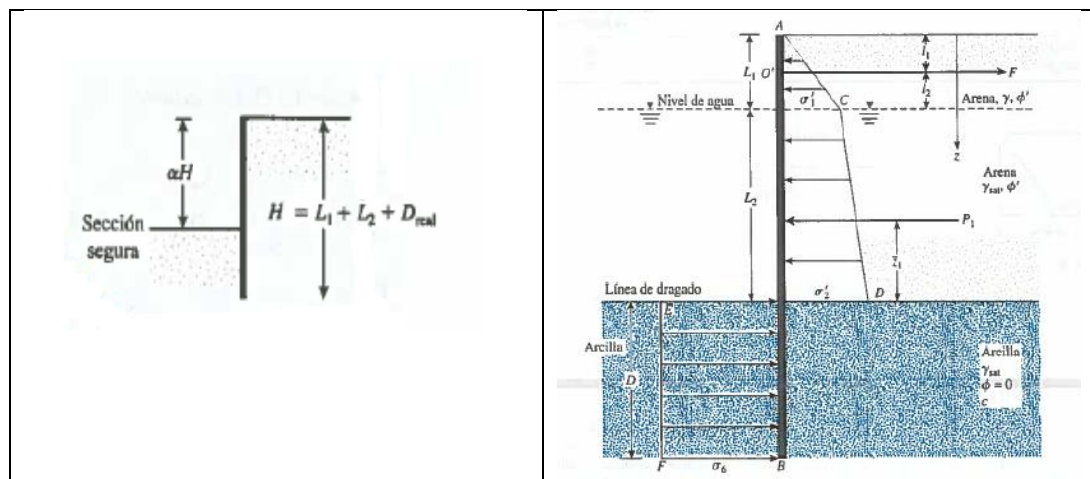


Imagen 5-22. Relaciones geométricas para el cálculo de α y S_u

5.1.3.3.1.1 Tablestacas Maestras

Se usa una tablestaca HZ o AZ con las siguientes características para el cálculo.

Peso	= W	kg/m
Área total Punta	= AT	
Espesor	> 14	mm
Perímetro p	= p (dos anchos de ala + dos alturas de alma)	
Longitud	= LT	m
Resistencia de fuste en arena	$f_a = \gamma' \cdot z \cdot \tan(40^\circ)$	t/m ²
Resistencia de punta en arenisca	qp=	20 t/m ²

La resistencia última a la hincia se define como:

$$V_{ult} = (f_a)(p)L_r + AT \cdot q_p$$

El procedimiento para el diseño de las tablestacas son los siguientes:

Criterio de Hincia	:	Según se indica por ficha
Empujes	:	Empuje rectangular en toda la altura hasta el nivel de socavación+1.0 m caso estático y activo más incremento sísmico, caso sísmico).
Balasto Horizontal	:	Caso sin anclaje
Estabilidad	:	Sin Anclaje (arriostrador) verificar plastificación
Estabilidad	:	Con Anclaje equilibrio de momentos según Rowe, sin balastos y con empuje pasivo para definir D;
F.S.	>	2.0
Enterramiento mínimo	:	$D \geq$ Respecto nivel de socavación sin anclaje y hasta alcanzar la arenisca

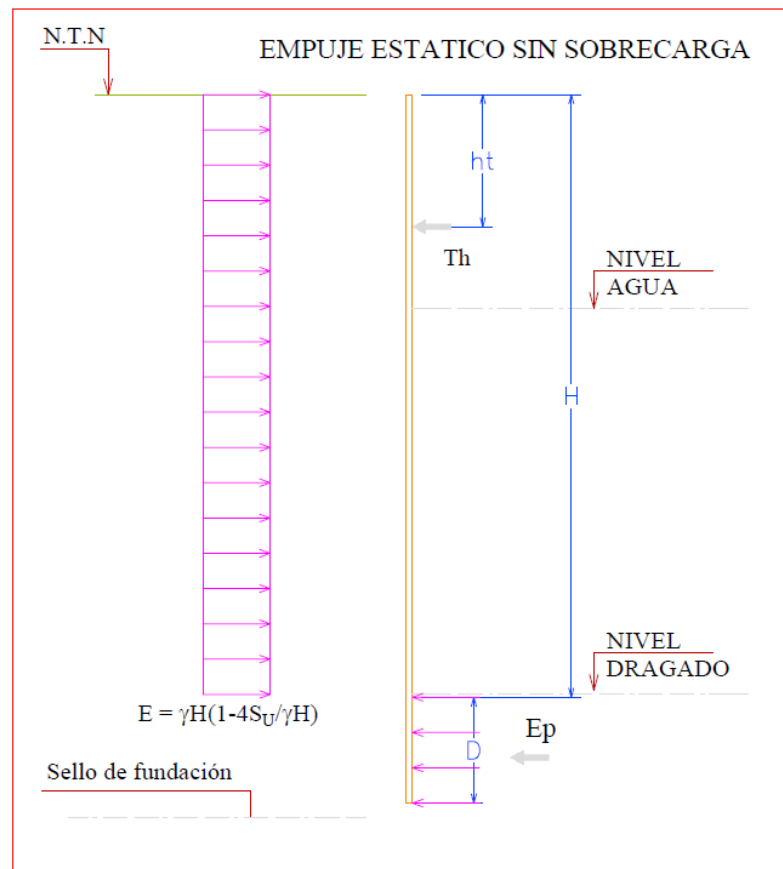


Imagen 5-23. Diagrama de cargas tablestacas con apoyo simple o empotrada

5.1.3.3.2 Hincado de pilotes/maestras

Para el hincado de los Pilotes/Maestras se entregan las siguientes recomendaciones mínimas:

El criterio, de hinca estará dado principalmente por la ficha de los pilotes; ya que se debe alcanzar el estrato de arenisca sin excepción, lo que se notará a partir del número de golpes por decímetro, aun así, se recomienda considerar a lo menos 25 golpes/decímetro;

El hincado, se realizará hasta alcanzar una penetración mínima aproximada de 10.0 m por debajo del nivel actual de terreno;

Como se ha señalado, el criterio de rechazo será por cota de penetración, aun así, para los últimos 3 decímetros se verificará un rendimiento de 15 – 20 – 25 golpes/decímetro;

Se deberán considerar sufrideras y zapatos de hinca para evitar daños en las maestras;

Las maestras deberán incluir un cabezal para el apoyo de la fundación;

Para el hincado de los pilotes, la capacidad de soporte será evaluada por Janbu, considerando el martinete D6-32 y D8-22, con un factor de seguridad estático de 2.5 y sísmico de 1.8:

FORMULA DE HINCA SEGÚN JANBU

$$P_u = \frac{e_h E_h}{k_u s}$$

$$C_d = 0.75 + 0.15 \frac{W_p}{W_r}$$

$$K_u = C_d \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C_d}} \right)$$

$$\lambda = \frac{e_h E_h L}{A E s^2}$$

Donde:

W_p	=	peso de la pilote, incluido el peso de la tapon;
W_r	=	peso del pistón (para martillos de doble acción, incluido el peso de la carcasa) (F).
A	=	área transversal (L ^ 2).
E	=	módulo de elasticidad (FL ^ -2).
e_h	=	eficiencia del martillo.
E_h	=	energía del martillo según fabricante (FL).
g	=	aceleración de la gravedad (LT ^ -2)
h	=	altura de caída de la masa (L).

Se recomienda considerar el uso de micropilotes en aquellos elementos sometidos a tracción, los que serán tensados a lo menos a 1.3 veces la carga de trabajo y ajustados finalmente a la cara de bloqueo;

5.1.3.3.3 Plastificación

Pilotes/maestras; tal como se señala en el manual de carreteras 3.1003.3, la resistencia pasiva σ_{HP} , disponible en la zona colaborante a la profundidad z , se expresa en ton/m² y se determina como

$$\sigma_{HP} = 3(\sigma_{vz} K_p + 2Su) \quad \text{Pilotes}$$

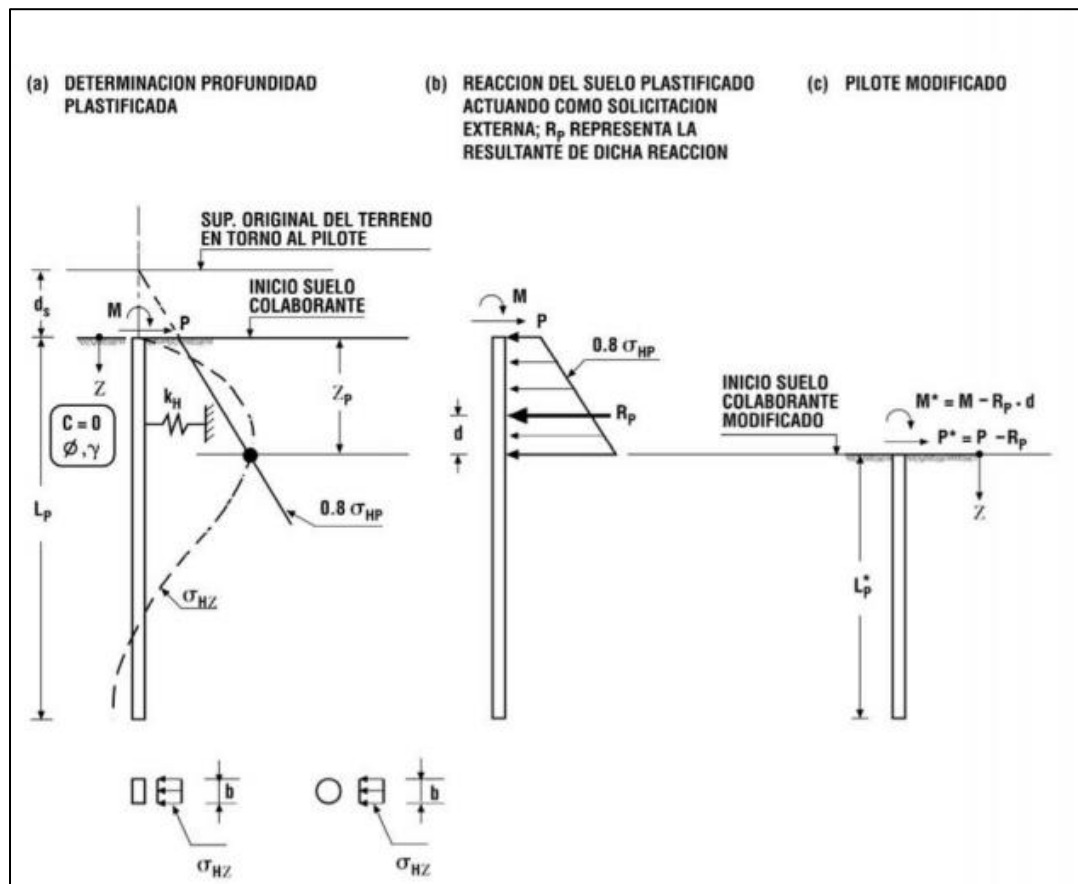
$$\sigma_{HP} = (\sigma_{vz} K_p + 2Su) \quad \text{Tablestaca por metro de largo}$$

$$k_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = 1.0$$

$$k_p = 1$$

σ_{vz} : Tensión vertical efectiva en ton/m² a la profundidad z , que incluye el peso boyante de la columna de suelo de espesor d_s , que exista sobre el inicio del suelo colaborante;

Si $\sigma_{HZ} > 0.8\sigma_{HP}$, la tensión de interacción σ_{HZ} quedará acotada a $0.8\sigma_{HP}$, por lo que el análisis del pilote/maestra bajo esta condición de debe repetir, utilizando un inicio modificado del suelo colaborante que se ubica a la profundidad z_p , donde se verifica que $\sigma_{HZ} = 0.8\sigma_{HP}$. Por sobre esta profundidad el suelo se considera plastificado, reemplazándolo por las tensiones $0.8\sigma_{HP}$, que pasan a ser solicitaciones externas.



La profundidad de plastificación se acotará de modo que los desplazamientos generados en la superestructura y los esfuerzos en la maestra/pilote se mantengan dentro de un rango y límites admisibles.

5.1.3.3.4 Asentamiento en pilotes/maestras

El asentamiento elástico en Pilotes/Maestras se calculará a partir de la siguiente expresión (Poulos, H. G. et. Davis, E. H.: Pile Foundations Analysis and Design. New York: John Wiley and Sons, 1980, chapter 5.3.3, pp. 89 (figure 5.18)):

$$S_i = \frac{P \cdot L}{A_p \cdot E_p} + \frac{P}{2R \cdot E_{si}} F_o$$

Donde:

S_i = asentamiento del Pilote/Maestra, en m.

P = carga de trabajo del Pilote/Maestra, en ton.

R = radio del Pilote/Maestra, en m.

F_o = coeficiente de corrección obtenido de la Fig.12, en donde L es la longitud del Pilote/Maestra y d es el diámetro del Pilote/Maestra en las mismas unidades.

L : Largo del Pilote/Maestra;

A_p : Área de la sección transversal del Pilote/Maestra (m^2):

E_p : Modulo de elasticidad del Pilote/Maestra ($21000000 \text{ ton}/m^2$);

E_{si} : Modulo de elasticidad del suelo a la cota de la punta del Pilote/Maestra ($4000\sqrt{z} \text{ ton}/m^2$);

z : Profundidad, en metros, a la cual se desea evaluar E_{si} ;

Alternativamente, se puede utilizar la expresión propuesta en la publicación ROM05_05_cap03-Acápite 3.6.9.1.1:

$$s_1 = \left(\frac{D}{40 Q_h} + \frac{l_1 + \alpha l_2}{AE} \right) \cdot P$$

donde:

- s_1 = asiento del pilote individual aislado
- D = diámetro del pilote (para formas no circulares se obtendrá un diámetro equivalente)
- P = carga sobre la cabeza
- Q_h = carga de hundimiento
- l_1 = longitud del pilote fuera de terreno
- l_2 = longitud del pilote dentro del terreno
- A = área de la sección transversal del pilote
- E = módulo de elasticidad del pilote
- α = parámetro variable según el tipo de transmisión de cargas al terreno, $\alpha=1$ para pilotes que trabajan principalmente por punta y $\alpha=0,5$ para pilotes flotantes. Para situaciones intermedias, α tiene también valores intermedios entre los dos citados, interpolables linealmente en función de las cargas por punta y por fuste estimadas.

5.1.3.3.5 Prediseño Tablestaca

5.1.3.3.5.1 Introducción

Se realiza el prediseño de una solución con tablestaca para contener la explanada en el sector de proyecto Tranapunte. Para la revisión del diseño propuesto por Arcelor se utilizó cálculo analítico. A partir de los empujes de suelo obtenidos, tanto activos como pasivos, se determina la ficha de la tablestaca requerida y el esfuerzo sobre el tensor, a partir de un equilibrio de momentos y de fuerzas.

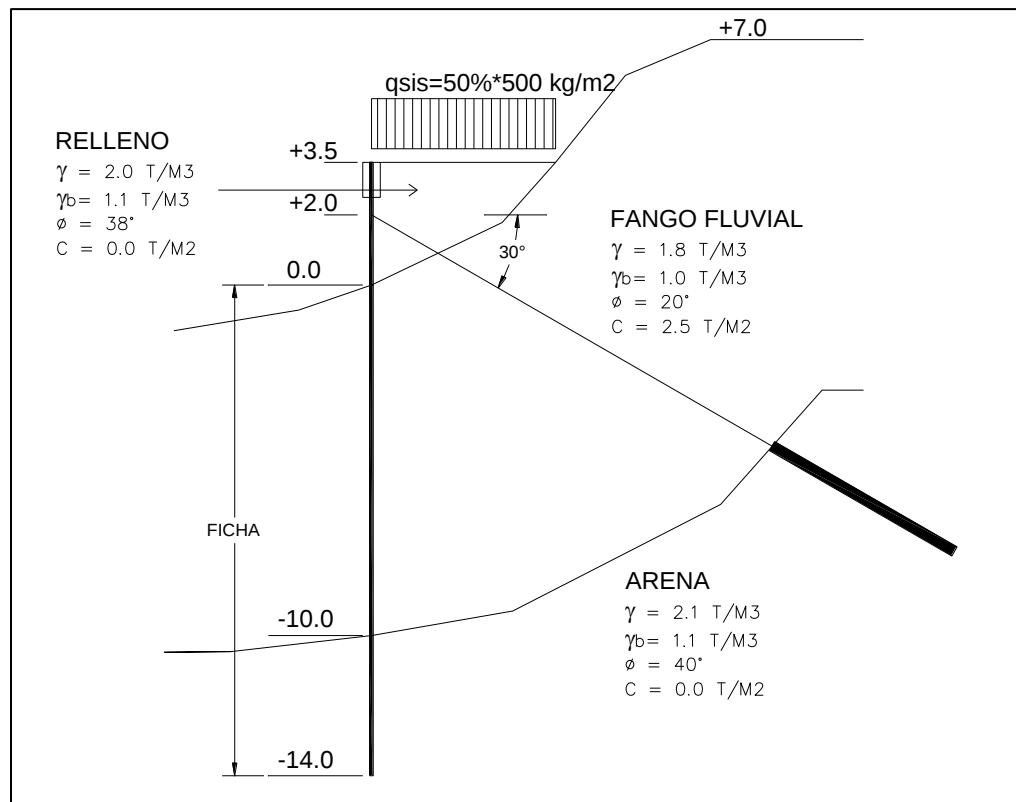
Se toman las siguientes consideraciones en el análisis:

- Se realiza el análisis para la condición sísmica que es la que controla el diseño de estos elementos.
- Se considera una sobrecarga de 500 kg/m² y para la condición sísmica se considera un 25% de la sobrecarga.
- Si bien el estrato de fango posee características resistentes muy bajas, para este análisis simplificado se considera que el fango no resiste (no genera empujes pasivos)
- Debido a la geometría del entorno, se propone una solución de anclaje en profundidad que busca el estrato de arena como estrato resistente.
- Las propiedades de los suelos se obtienen del informe de mecánica de suelos.

El análisis desarrollado se muestra en la siguiente figura:

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez



Nota. La ficha mostrada es la que se determina a partir del análisis analítico.

Imagen 5-24: Esquema de análisis simplificado

5.1.3.3.5.2 Cálculo de Coeficientes de Empuje

Los coeficientes de empuje se determinan según la Norma Japonesa.

Coeficiente empuje activo

$$K_a(\psi, \beta, \phi, \delta) := \frac{(\cos(\phi - \psi))^2}{(\cos(\psi))^2 \cdot \cos(\delta + \psi) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cdot \cos(\psi - \beta)}}\right)^2}$$

Coeficiente empuje pasivo

$$K_p(\psi, \beta, \phi, \delta) := \frac{(\cos(\phi + \psi))^2}{(\cos(\psi))^2 \cdot \cos(\delta + \psi) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cdot \cos(\psi - \beta)}}\right)^2}$$

Coeficiente de empuje activo sísmico

$$K_{as}(\psi, \beta, \phi, \delta, \theta) := \frac{(\cos(\phi - \psi - \theta))^2}{\cos(\theta) (\cos(\psi))^2 \cdot \cos(\delta + \psi + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cdot \cos(\psi - \beta)}}\right)^2}$$

Coeficiente de empuje pasivo sísmico

$$K_{ps}(\psi, \beta, \phi, \delta, \theta) := \frac{(\cos(\phi + \psi - \theta))^2}{\cos(\theta) (\cos(\psi))^2 \cdot \cos(\delta + \psi - \theta) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cdot \cos(\psi - \beta)}}\right)^2}$$

Imagen 5-25: Formulación empleada en el presente análisis (Norma Japonesa)

5.1.3.3.5.3 Análisis de Estabilidad Método Analítico

Se realizó un análisis de estabilidad de la tablestaca, donde se determinan los esfuerzos sobre ésta, a partir de los empujes activos, y las resistencias que se generan, a partir de los empujes pasivos y de la reacción del anclaje.

El análisis se realiza para 1 m de tablestaca.

Imagen 5-26: Imagen 5 23 Cálculo analítico de tablestaca

Verificación Tablestaca		
1. Datos Generales		
Sobrecarga sísmica:	$q_{sis} := 50\% \cdot 500 \text{kgf} \cdot \text{m}^{-2} = 0.25 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-2}$	
Ancho de análisis	$B := 1\text{m}$	
Coefficiente empuje sísmico sobre agua	$k_h := 0.2$	
Coefficiente empuje sísmico bajo agua	$k'_h := 2 \cdot k_h = 0.4$	
Coefficiente empuje sísmico vertical	$k_v := 0$	
Inclinación de muro respecto de vertical	$\psi := 0\text{deg}$	
Inclinación de suelo tras tablestaca	$\beta := 0\text{deg}$	
Densidad del agua	$\gamma_w := 1.03 \text{tonf} \cdot \text{m}^{-3}$	
Densidad boyante del suelo (promedio)	$\gamma' := 1.05 \text{tonf} \cdot \text{m}^{-3}$	
Densidad backfill (RELLENO) sobre agua	$\gamma_{bf} := 2.0 \text{tonf} \cdot \text{m}^{-3}$	
Densidad suelo 1 (FANGO) bajo agua	$\gamma_1 := 1.0 \text{tonf} \cdot \text{m}^{-3}$	
Densidad suelo 2 (ARENA) bajo agua	$\gamma_2 := 1.1 \text{tonf} \cdot \text{m}^{-3}$	
Altura backfill (RELLENO)	$h_{bf} := 3.5\text{m}$	
Altura suelo 1 (FANGO) bajo agua	$h_1 := 10\text{m}$	
Ficha de Tablestaca (desde NTN)	$\text{Ficha} := 14\text{m}$	(valor buscado)
Altura suelo 2 (ARENA) bajo agua	$h_2 := \text{Ficha} - h_1 = 4\text{m}$	
Largo total tablestaca	$L_t := h_{bf} + h_1 + h_2 = 17.5\text{m}$	
Profundidad de anclaje (desde arriba)	$Z_{ancl} := 1.5\text{m}$	
Altura anclaje (desde base de tablestaca)	$H_{ancl} := L_t - Z_{ancl} = 16\text{m}$	

2. Propiedades Geotécnicas (Norma Japonesa)

Coefficiente empuje activo

$$K_a(\psi, \beta, \phi, \delta) := \frac{(\cos(\phi - \psi))^2}{(\cos(\psi))^2 \cdot \cos(\delta + \psi) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cdot \cos(\psi - \beta)}}\right)^2}$$

Coefficiente empuje pasivo

$$K_p(\psi, \beta, \phi, \delta) := \frac{(\cos(\phi + \psi))^2}{(\cos(\psi))^2 \cdot \cos(\delta + \psi) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cdot \cos(\psi - \beta)}}\right)^2}$$

Coefficiente de empuje activo sísmico

$$K_{as}(\psi, \beta, \phi, \delta, \theta) := \frac{(\cos(\phi - \psi - \theta))^2}{\cos(\theta) (\cos(\psi))^2 \cdot \cos(\delta + \psi + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cdot \cos(\psi - \beta)}}\right)^2}$$

Coefficiente de empuje pasivo sísmico

$$K_{ps}(\psi, \beta, \phi, \delta, \theta) := \frac{(\cos(\phi + \psi - \theta))^2}{\cos(\theta) (\cos(\psi))^2 \cdot \cos(\delta + \psi - \theta) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cdot \cos(\psi - \beta)}}\right)^2}$$

Ángulo para análisis sísmico

$$\theta := \operatorname{atan}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 11.31 \cdot \text{deg}$$

Ángulo bajo napa para análisis sísmico

$$\theta' := \operatorname{atan}\left[\frac{k_h \cdot (\gamma' + \gamma_w)}{\gamma' - k_v \cdot \gamma'}\right] = 21.613 \cdot \text{deg}$$

3. Coeficientes de Empuje

3.1 RELLENO Backfill (BF)

Coeficiente de fricción	$\phi_{bf} := 38 \text{ deg}$
Ángulo de fricción suelo-tablestaca	$\delta_{bf} := \frac{\phi_{bf}}{2} = 19 \cdot \text{deg}$
Coeficiente empuje activo	$K_{a_bf} := K_a(\psi, \beta, \phi_{bf}, \delta_{bf}) = 0.217$
Coeficiente empuje pasivo	$K_{p_bf} := K_p(\psi, \beta, \phi_{bf}, \delta_{bf}) = 2.256$
Coeficiente empuje activo sísmico	$K_{as_bf} := K_{as}(\psi, \beta, \phi_{bf}, \delta_{bf}, \theta) = 0.342$
Coeficiente empuje pasivo sísmico	$K_{ps_bf} := K_{ps}(\psi, \beta, \phi_{bf}, \delta_{bf}, \theta) = 2.166$
Coeficiente empuje activo horizontal	$K_{a_bf_h} := K_{a_bf} \cdot \cos(\delta_{bf}) = 0.205$
Coeficiente empuje pasivo horizontal	$K_{p_bf_h} := K_{p_bf} \cdot \cos(\delta_{bf}) = 2.133$
Coeficiente empuje activo sísmico horizontal	$K_{as_bf_h} := K_{as_bf} \cdot \cos(\delta_{bf}) = 0.323$
Coeficiente empuje pasivo sísmico horizontal	$K_{ps_bf_h} := K_{ps_bf} \cdot \cos(\delta_{bf}) = 2.048$

3.2 FANGO Suelo 1 (bajo nivel de agua)

Coeficiente de fricción	$\phi_1 := 20 \text{ deg}$
Ángulo de fricción suelo-tablestaca	$\delta_1 := \frac{\phi_1}{2} = 10 \cdot \text{deg}$
Coeficiente empuje activo	$K_{a_1} := K_a(\psi, \beta, \phi_1, \delta_1) = 0.447$
Coeficiente empuje pasivo	$K_{p_1} := K_p(\psi, \beta, \phi_1, \delta_1) = 1.575$
Coeficiente empuje activo sísmico	$K_{as_1} := K_{as}(\psi, \beta, \phi_1, \delta_1, \theta) = 0.648$
Coeficiente empuje pasivo sísmico	$K_{ps_1} := K_{ps}(\psi, \beta, \phi_1, \delta_1, \theta) = 1.419$
Coeficiente empuje activo horizontal	$K_{a_1_h} := K_{a_1} \cdot \cos(\delta_1) = 0.44$
Coeficiente empuje pasivo horizontal (*)	$K_{p_1_h} := K_{p_1} \cdot \cos(\delta_1) \cdot 0.001 = 1.551 \times 10^{-3}$
Coeficiente empuje activo sísmico horizontal	$K_{as_1_h} := K_{as_1} \cdot \cos(\delta_1) = 0.638$
Coeficiente empuje pasivo sísmico horizontal (*)	$K_{ps_1_h} := K_{ps_1} \cdot \cos(\delta_1) \cdot 0.001 = 1.398 \times 10^{-3}$

Nota (*) : Los valores Kp del fango se multiplican, conservadoramente, por un valor casi nulo, para considerar que este estrato no presenta resistencia pasiva.

3.3 ARENA Suelo 2 (bajo nivel de agua)

Coefficiente de fricción	$\phi_2 := 40\text{deg}$
Ángulo de fricción suelo-tablestaca	$\delta_2 := \frac{\phi_2}{2} = 20\text{deg}$
Coefficiente empuje activo	$K_{a_2} := K_a(\psi, \beta, \phi_2, \delta_2) = 0.199$
Coefficiente empuje pasivo	$K_{p_2} := K_p(\psi, \beta, \phi_2, \delta_2) = 2.343$
Coefficiente empuje activo sísmico	$K_{as_2} := K_{as}(\psi, \beta, \phi_2, \delta_2, \theta') = 0.503$
Coefficiente empuje pasivo sísmico	$K_{ps_2} := K_{ps}(\psi, \beta, \phi_2, \delta_2, \theta') = 2.149$
Coefficiente empuje activo horizontal	$K_{a_2_h} := K_{a_2} \cos(\delta_2) = 0.187$
Coefficiente empuje pasivo horizontal	$K_{p_2_h} := K_{p_2} \cdot \cos(\delta_2) = 2.201$
Coefficiente empuje activo sísmico horizontal	$K_{as_2_h} := K_{as_2} \cdot \cos(\delta_2) = 0.473$
Coefficiente empuje pasivo sísmico horizontal	$K_{ps_2_h} := K_{ps_2} \cdot \cos(\delta_2) = 2.019$

4. Esfuerzos Activos para Equilibrio (en condición sísmica)

4.1 RELLENO Backfill (BF)

Presión activa superior $p_{a_u_bf} := (q_{sis}) \cdot K_{as_bf_h} \cdot B = 0.081 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$

Presión activa inferior $p_{a_d_bf} := (q_{sis} + \gamma_{bf} \cdot h_{bf}) \cdot K_{as_bf_h} \cdot B = 2.344 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$

Fuerza total $P_{a_bf} := \frac{(p_{a_u_bf} + p_{a_d_bf})}{2} \cdot h_{bf} = 4.244 \cdot \text{tonf}$

Altura respecto de base del estrato

$$h_{a_bf} := \frac{p_{a_u_bf} \cdot h_{bf} \cdot \frac{h_{bf}}{2} + (p_{a_d_bf} - p_{a_u_bf}) \cdot \frac{h_{bf}}{2} \cdot \frac{h_{bf}}{3}}{P_{a_bf}} = 1.206 \text{ m}$$

4.2 FANGO Suelo 1 (bajo agua)

Presión activa superior $p_{a_u_1} := (q_{sis} + \gamma_{bf} \cdot h_{bf}) \cdot K_{as_1_h} \cdot B = 4.627 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$

Presión activa inferior $p_{a_d_1} := (q_{sis} + \gamma_{bf} \cdot h_{bf} + \gamma_1 \cdot h_1) \cdot K_{as_1_h} \cdot B = 11.009 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$

Fuerza total $P_{a_1} := \frac{(p_{a_u_1} + p_{a_d_1})}{2} \cdot h_1 = 78.179 \cdot \text{tonf}$

Altura respecto de base del estrato

$$h_{a_1} := \frac{p_{a_u_1} \cdot h_1 \cdot \frac{h_1}{2} + (p_{a_d_1} - p_{a_u_1}) \cdot \frac{h_1}{2} \cdot \frac{h_1}{3}}{P_{a_1}} = 4.32 \text{ m}$$

4.3 ARENA Suelo 2 (bajo agua)

Presión activa superior $p_{a_u_2} := (q_{sis} + \gamma_{bf} \cdot h_{bf} + \gamma_1 \cdot h_1) \cdot K_{as_2_h} \cdot B = 8.158 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$

Presión activa inferior $p_{a_d_2} := (q_{sis} + \gamma_{bf} \cdot h_{bf} + \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2) \cdot K_{as_2_h} \cdot B = 10.238 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$

Fuerza total $P_{a_2} := \frac{(p_{a_u_2} + p_{a_d_2})}{2} \cdot h_2 = 36.792 \cdot \text{tonf}$

Altura respecto de base del estrato

$$h_{a_2} := \frac{p_{a_u_2} \cdot h_2 \cdot \frac{h_2}{2} + (p_{a_d_2} - p_{a_u_2}) \cdot \frac{h_2}{2} \cdot \frac{h_2}{3}}{P_{a_2}} = 1.925 \text{ m}$$

5. Esfuerzos Pasivos para Equilibrio

5.1 FANGO Suelo 1 (bajo agua)

Presión pasiva superior $p_{p_u_1} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Presión pasiva inferior $p_{p_d_1} := (\gamma_1 \cdot h_1) \cdot K_{ps_1_h} \cdot B = 0.014 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$

Fuerza total $P_{p_1} := \frac{(p_{p_u_1} + p_{p_d_1})}{2} \cdot h_1 = 0.07 \cdot \text{tonf}$

Altura respecto de base del estrato

$$h_{p_1} := \frac{p_{p_u_1} \cdot h_1 \cdot \frac{h_1}{2} + (p_{p_d_1} - p_{p_u_1}) \cdot \frac{h_1}{2} \cdot \frac{h_1}{3}}{P_{p_1}} = 3.333 \text{ m}$$

5.2 ARENA Suelo 2 (bajo agua)

Presión pasiva superior $p_{p_u_2} := (\gamma_1 \cdot h_1) \cdot K_{ps_2_h} \cdot B = 20.195 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$

Presión pasiva inferior $p_{p_d_2} := (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2) \cdot K_{ps_2_h} \cdot B = 29.081 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^{-1}$

Fuerza total $P_{p_2} := \frac{(p_{p_u_2} + p_{p_d_2})}{2} \cdot h_2 = 98.551 \cdot \text{tonf}$

Altura respecto de base del estrato

$$h_{p_2} := \frac{p_{p_u_2} \cdot h_2 \cdot \frac{h_2}{2} + (p_{p_d_2} - p_{p_u_2}) \cdot \frac{h_2}{2} \cdot \frac{h_2}{3}}{P_{p_2}} = 1.88 \text{ m}$$

6. Equilibrio de Momentos

Se verifica el equilibrio de momentos respecto al la posición del anclaje

Momento por empujes activos

$$M_{a_bf} := P_{a_bf} \cdot (h_{bf} - h_{a_bf} - Z_{ancl}) = 3.371 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{a_1} := P_{a_1} \cdot (h_{bf} + h_1 - h_{a_1} - Z_{ancl}) = 600.433 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{a_2} := P_{a_2} \cdot (h_{bf} + h_1 + h_2 - h_{a_2} - Z_{ancl}) = 517.862 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_a := M_{a_bf} + M_{a_1} + M_{a_2} = 1.122 \times 10^3 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Momento por empujes pasivos

$$M_{p_1} := P_{p_1} \cdot (h_{bf} + h_1 - h_{p_1} - Z_{ancl}) = 0.606 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{p_2} := P_{p_2} \cdot (h_{bf} + h_1 + h_2 - h_{p_2} - Z_{ancl}) = 1.392 \times 10^3 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_p := M_{p_1} + M_{p_2} = 1.392 \times 10^3 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Factor de seguridad (condición sísmica) $FS_{Mto} := \frac{M_p}{M_a} = 1.241$

Verificación de equilibrio $FS_{Mto} = 1.241 > 1.2$

Luego, el equilibrio de momento se logra con Ficha = 14 m

7. Fuerza en Anclaje

Fuerza en anclaje $F_{ancl} := P_{a_bf} + P_{a_1} + P_{a_2} - P_{p_1} - P_{p_2}$

$$F_{ancl} = 20.593 \cdot \text{tonf}$$

En el análisis presentado se concluye que una **ficha de 14 m** es adecuada y que el esfuerzo horizontal sobre el tirante, para 1 m de tablestaca, es de **20.6 t**.

Los resultados del análisis presentado se resumen en la siguiente figura.

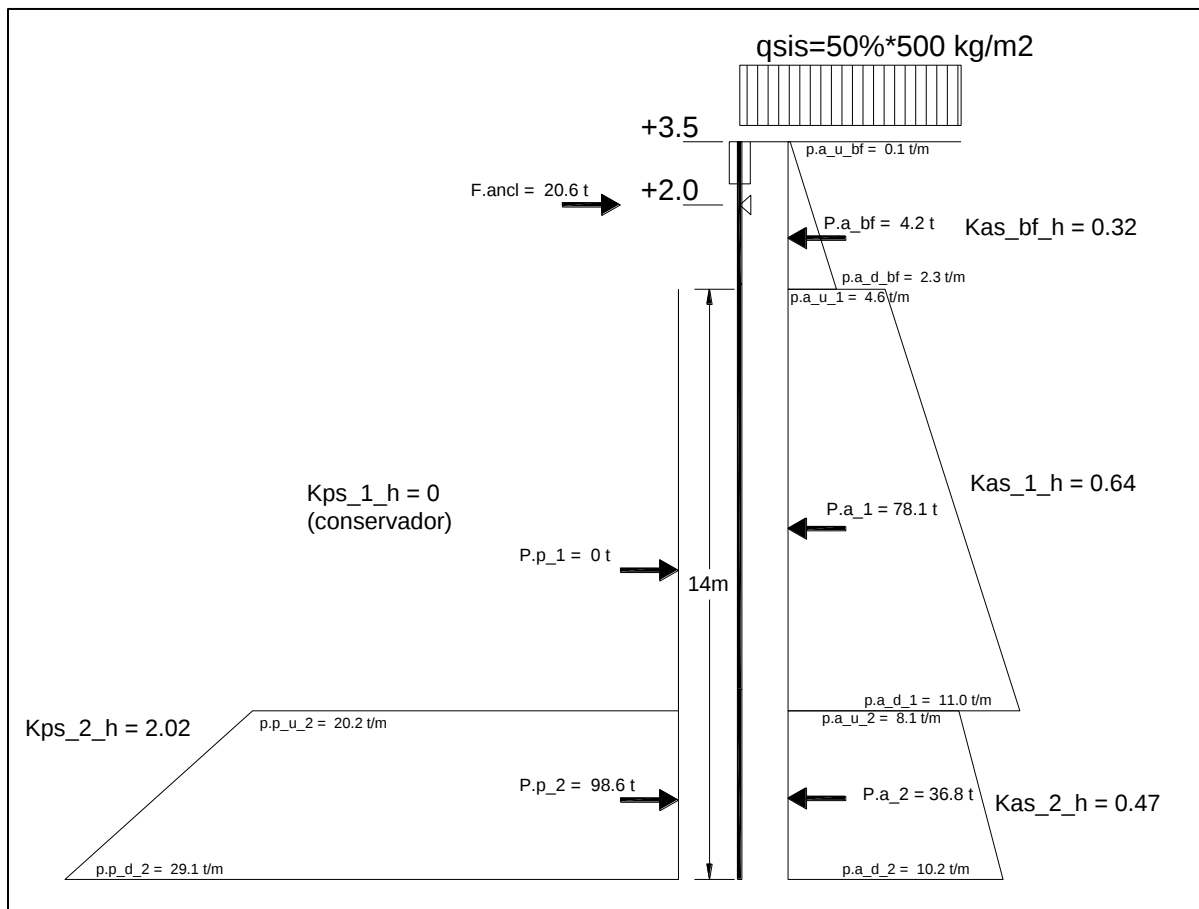


Imagen 5-27: Resumen resultados de análisis simplificado

Cabe indicar que los resultados obtenidos con esta metodología asumen que el suelo trabaja al límite de la plastificación.

5.1.3.3.5.4 Análisis Estabilidad Programa ProSheet

Además, se utilizó un programa específico (ProSheet) para el análisis simplificado de las tablestacas, donde se le impuso los coeficientes de empuje. Este programa sugiere, mediante equilibrio de esfuerzos, la ficha requerida. El análisis se realiza por 1 m de muro.

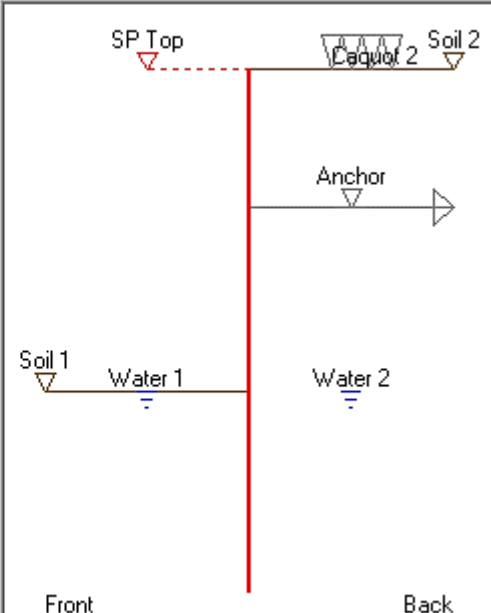
En las siguientes figuras se presenta los datos de entrada al programa.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Geo Data | Soil Layers | Concentrated Forces | Userdefined Pressures | Boussinesq | Sheet Pile Section

Sheet Pile Top Level [m]
 Soil Level in Front [m]
 Soil Level behind [m]
 Anchor level [m]
 Water Level in Front [m]
 Water Level behind [m]
 Soil Surface Inclination in Front [Deg]
 Soil Surface Inclination behind [Deg]
 Caquot Surcharge in Front [kN/m²]
 Caquot Surcharge behind [kN/m²]
 Anchor Inclination [Deg]
 Earth Support

SP Top 

Geo Data | Soil Layers | Concentrated Forces | Userdefined Pressures | Boussinesq | Sheet Pile Section

Layers in Front

	Layer Tip [m]	Density [kN/m ³]	Moist Density [kN/m ³]	Density Submerged [kN/m ³]	Kph	Phi [Deg]	Delta [Deg]	Cohesion [kN/m ²]
Layer 1	3.500	20.000	11.000	0.010	38.000	-19.000	0.000	
Layer 2	13.500	18.000	10.000	0.010	20.000	-10.000	0.000	
Layer 3	20.000	21.000	11.000	2.020	40.000	-20.000	0.000	

☐ Automatic Kph Values + -

Layers behind

	Layer Tip [m]	Density [kN/m ³]	Moist Density [kN/m ³]	Density Submerged [kN/m ³]	Kah	Phi [Deg]	Delta [Deg]	Cohesion [kN/m ²]
Layer 1	3.500	20.000	11.000	0.320	38.000	18.000	0.000	
Layer 2	13.500	18.000	10.000	0.640	20.000	10.000	0.000	
Layer 3	20.000	21.000	11.000	0.470	40.000	20.000	0.000	

☐ Automatic Kah Values + - Copy from Above

Imagen 5-28: Datos de entrada programa ProSheet

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
 Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

En las figuras siguientes se presentan los resultados obtenidos del programa

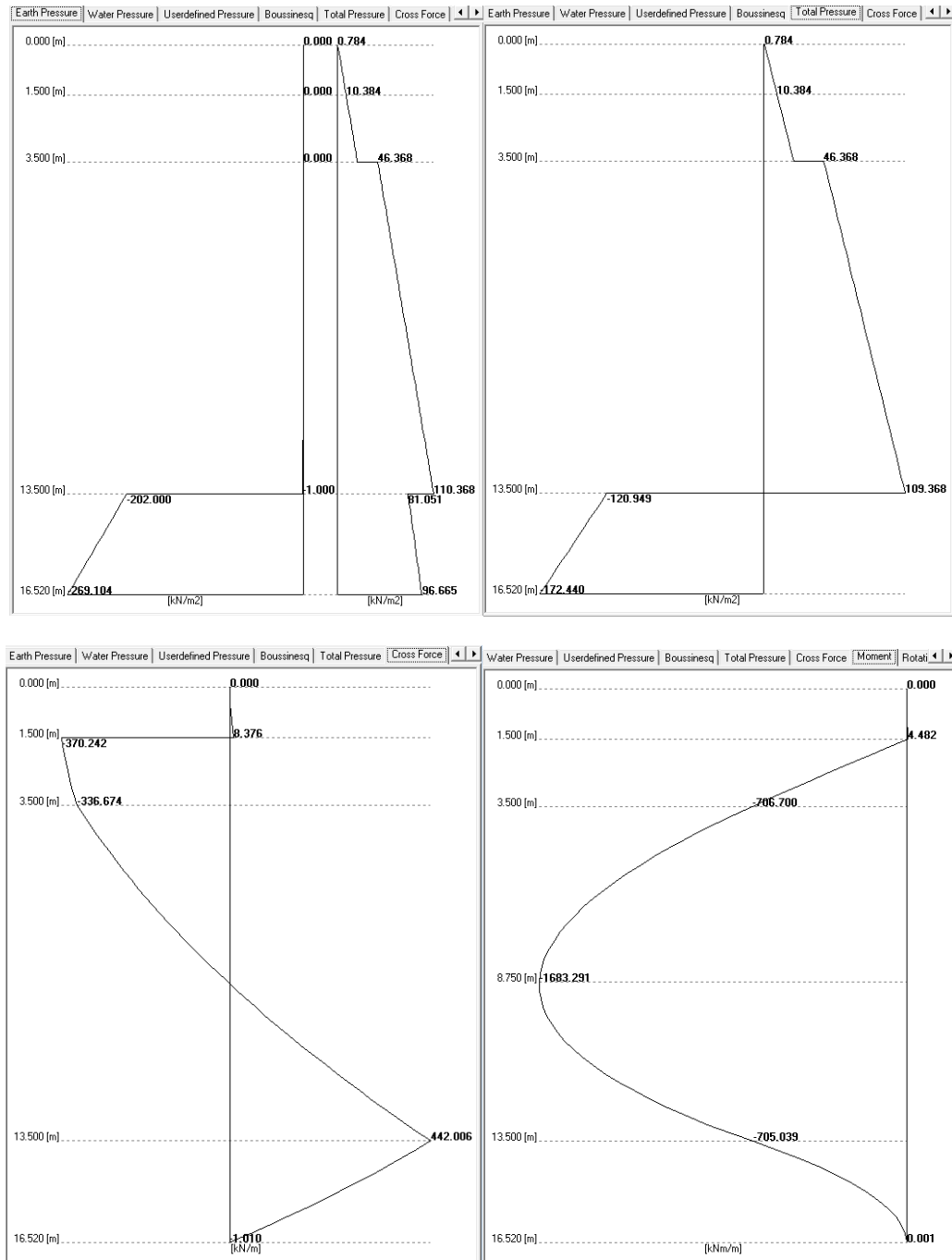


Imagen 5-29: Resultados programa ProSheet

5.1.3.3.5.5 Prediseño Tablestaca

Para el prediseño de la tablestaca se considera lo siguiente:

- $M_{max} = 1683 \text{ kN-m/m} = 172 \text{ t-m/m}$ (de los resultados obtenidos del programa)
- Acero S430GP, con $F_y = 430 \text{ MPa}$
- FS de 1.2, considerando que se realiza análisis sísmico.
- No se considera empuje de agua, considerando que el nivel de agua está próximo al punto donde hay suelo en ambos lados, por lo que las cargas hidráulicas que se pueden generar son despreciables en este nivel de ingeniería.

Con lo anterior se requiere un módulo de elasticidad de $4390 \text{ cm}^3/\text{m}$, según lo siguiente:

Verificación Módulo Elasticidad Requerido	
Momento máximo	$M_{max} := 1683 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} = 171.618 \frac{\text{tonf}\cdot\text{m}}{\text{m}}$
Fluencia S460AP	$F_y := 460\text{MPa} = 4.691 \times 10^4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$
Factor de Seguridad	$FS := 1.2$
Módulo de Elasticidad Requerido	$W_{req} := \frac{M_{max}}{\left(\frac{F_y}{FS}\right)} = 4.39 \times 10^3 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}$

Imagen 5-30: Validación del módulo de elasticidad

Se propone, preliminarmente, una **tablestaca tipo AZ52-700**, que tiene un módulo de elasticidad de $5155 \text{ cm}^3/\text{m}$. Con esta tablestaca se tiene una **deflexión de 13.6 cm**, que es aceptable. Además, se observa que la **tensión horizontal en el anclaje es de 379 kN (38.6 t)**.

Los resultados de este cálculo, se presentan en la siguiente figura.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
 Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

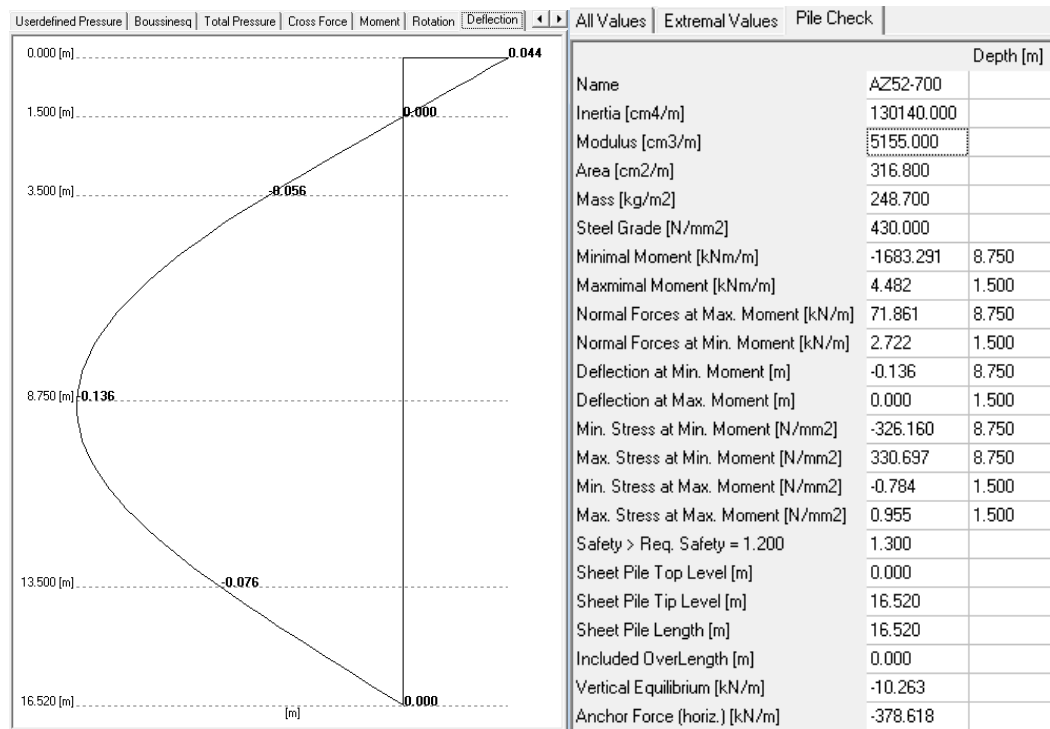


Imagen 5-31: Resultados programa ProSheet Tablestaca

5.1.3.3.5.6 Resumen Prediseño Tablestaca

- Ficha requerida: 14 m
- Acero : S430GP
- Módulo de tablestaca requerido : $W_{req} = 4390 \text{ cm}^3/\text{m}$ (cumple AZ52-700)
- Tensión horizontal en anclaje : 38.6 t

5.1.3.3.5.7 Prediseño Anclaje

De acuerdo a las recomendaciones del Informe de Mecánica de suelos, Se considera un anclaje con las siguientes características:

- Materializado con micropilote que debe llegar a suelo competente (estrato de arena)
- Tensión horizontal en anclaje 38.6 t (por metro de pared)
- Ángulo de 30° respecto de la horizontal
- Espaciamiento entre anclajes 1.5 m.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Con lo anterior, se propone usar micropilote titán 73/35, anclado 10 m en suelo competente, de acuerdo a lo siguiente.

Verificación Anclaje

De acuerdo a las recomendaciones del informe de Mecánica de suelo, el anclaje se puede materializar con un micropilote, considerando las siguientes características.

Eficiencia longitud de micropilote	$\alpha := 0.75$
Resistencia al corte suelo-grouting	$\tau := 20 \text{ tonf} \cdot \text{m}^{-2}$
Diámetro perforación micropilote de 200 mm, corregido x1.5	$D := 200 \text{ mm} \cdot 1.5 = 300 \text{ mm}$
Factor de seguridad (sísmico)	$FS_{\text{ancl}} := 1.2$
Fuerza horizontal del anclaje por m	$F_{h_ancl_mt} := 38.6 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Distancia entre anclajes	$\text{dist}_{\text{ancl}} := 1.5 \text{ m}$
Fuerza horizontal del anclaje	$F_{h_ancl} := F_{h_ancl_mt} \cdot \text{dist}_{\text{ancl}} = 57.9 \text{ tonf}$
Ángulo del anclaje	$\text{ang} := 30 \text{ deg}$
Fuerza axial del anclaje	$F_{\text{anclaje}} := \frac{F_{h_ancl}}{\sin(\text{ang})} = 115.8 \cdot \text{tonf}$
Longitud de anclaje requerida	$L_{\text{req}} := \frac{F_{\text{anclaje}} \cdot FS_{\text{ancl}}}{\alpha \cdot \tau \cdot D \cdot \pi} = 9.829 \cdot \text{m}$
Límite elástico requerido	$\text{CargaElastReq} := F_{\text{anclaje}} \cdot FS_{\text{ancl}} = 138.96 \cdot \text{tonf}$
Usar micropilote titan 73/35 anclado 10 m en suelo competente.	

Imagen 5-32: Prediseño Anclaje

5.2 Cendyr Náutico (Carahue)

5.2.1 Trabajos de terreno

El informe de terreno se presenta en el anexo 3.2 (a) de la presente entrega.

5.2.2 IMS

5.2.2.1 ALCANCES

A continuación, se entregan los alcances del estudio de mecánica de suelos desarrollado, el que ha sido preparado a partir de la visita realizada a terreno, inspección visual de los pozos de exploración, sondajes y resultados de los ensayos de laboratorio en muestras de suelo analizadas; además de los antecedentes revisados y los Términos de Referencia específicos para este proyecto “ESTUDIOS DE CONDICIONES NATURALES PARA OBRAS DE CONSERVACIÓN TRANAPUNTE, CENDYR NAUTICO Y PUERTO DOMINGUEZ”, SECTOR BORDE CENDYR NAUTICO.

- Cota de Sello de Fundación;
- Análisis de Licuación;
- Tipo de fundación recomendada;
- Clasificación sísmica del suelo de fundación, DS 61 que modifica la NCh 433 Of.2009;
- Empujes de suelo sobre estructuras de contención y Tablestacas;
- Recomendaciones Tablestacas;
 - Tipo de Tablestaca y Modulo Resistente;
 - Ficha mínima y longitud de empotramiento;
 - Dimensiones de anclajes;
 - Empuje lateral caso estático y sísmico;
 - Factores de Seguridad (F.S.);
- Capacidad de soporte compresión y tracción Pilotes Tubulares 8”, 10” y 12” de diámetro;
- Recomendaciones generales de construcción para la ejecución de las nuevas obras.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

5.2.2.2 ANTECEDENTES

5.2.2.3 SUELO FUNDACIÓN

5.2.2.3.1 Geología del Sitio

La geología del sitio, corresponde a la misma señalada en el punto 5.1.2.3.1 del presente informe.

5.2.2.3.2 Resultados Ensayes de laboratorio y prospección

En la Imagen 5-33, siguiente, se muestra la ubicación de los pozos (calicatas) y sondajes de exploración:



Imagen 5-33. Ubicación del sondajes y calicatas CENDYR Náutico

De los ensayos ejecutados en muestras perturbadas obtenidas de las Calicatas y Sondajes, se han obtenido los siguientes resultados:

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 5-18. Resumen con los resultados de los ensayos de Laboratorio Sondajes/Calicatas

Sondaje/calicata	Cota		Clasificación USCS	% de finos bajo 0.08 mm
S-1	0.63	1.08	SP - SM	7
	1.68	2.13	SP	3
	2.72	3.17	SP - SM	11
	3.78	4.13	SW	1
	4.73	5.18	SP	1
	5.79	6.24	SW	0
	6.85	7.30	ML	56
	7.84	8.34	SM	22
	8.95	9.40	SM	21
	10.01	10.46	SM	22
	11.06	11.41	SM	32
	12.02	12.47	SP - SM	12
	13.08	13.49	SM	18
	14.14	14.49	SP - SM	11
	15.11	15.56	SP - SM	7
	16.17	16.31	GW - GM	7
	17.01	17.30	GW - GM	6
S-2	10.31	10.76	GP - GM	9
	11.36	11.81	SP	4
	12.42	12.87	SP	3
	13.47	13.92	SP - SM	6

Sondaje/calicata	Cota		Clasificación USCS	% de finos bajo 0.08 mm
	14.53	14.98	SP – SM	5
	15.45	15.90	SP	4
	16.56	16.95	SP	4
S-3	2.25	2.30	SM	47
	3.27	3.72	SM	32
	4.17	4.67	SP	3
	5.30	5.75	SP – SM	10
	6.34	6.79	SM	43
	7.35	7.80	SP	2
	8.33	8.82	SP - SM	9
	9.35	9.64	SP - SM	6
	10.39	10.84	SW	4
	11.41	11.866	SM	23
	12.40	12.85	SP	2

De los ensayos de corte directo ejecutados a 0.50 kg/cm^2 , 1.0 kg/cm^2 y 2.0 kg/cm^2 de presión vertical (σ_1), se han obtenido los siguientes resultados para la envolvente en la falla:

Muestra

Sondaje 1 – Recompactada – (Cota: 0.00 – 5.79 m):

∴

$\phi = 34.00^\circ$ (Angulo de Fricción Interna);

$c = 0.01 \text{ kg/cm}^2$ (Cohesión);

$\gamma = 1.64 \text{ gr/cm}^3$ (Peso unitario natural húmedo);

Sondaje 1 – Recompactada – (Cota: 5.79 – 13.08 m):

∴

$\phi = 33.00^\circ$ (Angulo de Fricción Interna);

$c = 0.01 \text{ kg/cm}^2$ (Cohesión);

$\gamma = 1.65 \text{ gr/cm}^3$ (Peso unitario natural húmedo);

Sondaje 1 – Recompactada – (Cota: 5.79 – 13.08 m):

∴

$\phi = 32.00^\circ$ (Angulo de Fricción Interna);

$c = 0.02 \text{ kg/cm}^2$ (Cohesión);

$\gamma = 1.44 \text{ gr/cm}^3$ (Peso unitario natural húmedo)

Sondaje 2 – Recompactada – (Cota: 10.31 – 14.98 m):

∴

$\phi = 33.00^\circ$ (Angulo de Fricción Interna);

$c = 0.05 \text{ kg/cm}^2$ (Cohesión);

$\gamma = 1.56 \text{ gr/cm}^3$ (Peso unitario natural húmedo)

Sondaje 2 – Recompactada – (Cota: 14.98 – 20.50 m):

∴

$\phi = 34.00^\circ$ (Angulo de Fricción Interna);

$c = 0.04 \text{ kg/cm}^2$ (Cohesión);

$\gamma = 1.65 \text{ gr/cm}^3$ (Peso unitario natural húmedo)

Sondaje 3 – Recompactada – (Cota: 4.67 – 10.39 m):

∴

$\phi = 33.00^\circ$ (Angulo de Fricción Interna);

$c = 0.03 \text{ kg/cm}^2$ (Cohesión);

$\gamma = 1.81 \text{ gr/cm}^3$ (Peso unitario natural húmedo)

Sondaje 3 – Recompactada – (Cota: 10.39 – 18.65 m):

∴

$\phi = 34.00^\circ$ (Angulo de Fricción Interna);

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

$$c = 0.009 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Cohesión);}$$

$$\gamma = 1.71 \text{ gr/cm}^3 \text{ (Peso unitario natural húmedo)}$$

De un ensayo de compresión simple ejecutado en una muestra alterada, se han obtenido los siguientes resultados:

Sondaje 3 – Compresión simple Muestra alterada – (Cota: 5.43 – 7.90 m)

$$q_u = 0.27 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Resistencia Compresión Simple);}$$

$$\gamma = 1.75 \text{ gr/cm}^3 \text{ (Peso unitario natural húmedo)}$$

5.2.2.3.3 Modelo Estratigráfico

A partir de los trabajos realizados y tal como se indica en los anexos adjuntos, con las estratigrafías detalladas de los sondeos y calicatas de exploración, se han adoptado los siguientes modelos estratigráficos, para efectos del análisis de Licuación, diseño de fundaciones y recomendaciones de construcción. Estos modelos han sido elaborados considerando las cotas medidas en terreno en cada punto de exploración (Cotas Locales).

Tabla 5-19. Modelo Estratigráfico de diseño Calicata

Horizonte	Cotas Límites		Descripción
	Locales (m)		
	Inicio	Final	
H - 1	0.00	0.10	Capa vegetal
H - 2	0.10	2.00	Arena limosa, color café claro, tamaño fino, humedad alta (30.1%), compacidad baja.
			C-1. 1.80 m. Dens. Natural Seca: 1.08 gr/cm2 Dens. Natural húmeda: 1.43 gr/cm2 Humedad Densidad: 31.8%
			C-2. 1.40 m. Dens. Natural Seca: 1.08 gr/cm2 Dens. Natural húmeda: 1.53 gr/cm2 Humedad Densidad: 41.6%

Nota: Nivel freático se detecta a 1.75 m en la calicata C-1 y 1.37 m en la calicata C-2 (02-03 de agosto de 2019);

La roca fracturada se detecta a 0.20 m calicata C-3

Tabla 5-20. Modelo Estratigráfico de diseño sondajes

Horizonte	Cotas Límites		Descripción	Nspt	(N1) ₆₀
	Locales (m)				
	Inicio	Final			
H - 1	0.00	Cf*	Fango fluvial	1 - 8-	1 - 12-
H - 2	Cf*	+20	Arena, color gris oscuro, tamaño fino, humedad alta, compacidad media alta. Presenta gravillas y gravas, color gris tamaño máximo 2” aproximadamente, canto rodado y angular en alta proporción. También presenta partículas de cuarzo en baja proporción.	6 – R**	7 – R**

Nota: * Cota Fango de origen fluvial, para cálculo de fricción negativa, variable detectado de 1.60 m a 10.00 m de profundidad respecto de la superficie actual de terreno

10.00 m Sondaje Fluvial N°2

2.00 m Sondaje Fluvial N°3

** R, mas de 100 golpes por pie de penetración de la cuchara normal

5.2.2.3.4 Propiedades Geomecánicas

Para definir las propiedades mecánicas del suelo de fundación, arenas, arenas limosas a arenas pobremente graduadas (SM, SP-SM), se han utilizado las siguientes recomendaciones establecidas en la literatura:

**Tabla 5-21. Valores ϕ Dr y peso unitario (γ basados los Nspt (suelos arenosos Estrato H-3)
J.E. Bowles Ed. Mc. Graw Hill, 1977**

Empirical values for ϕ , D_r , and unit weight of granular soils based on the SPT at about 6 m depth and normally consolidated [approximately, $\phi = 28^\circ + 15^\circ D_r (\pm 2^\circ)$]					
Description	Very loose	Loose	Medium	Dense	Very dense
Relative density D_r	0	0.15	0.35	0.65	0.85
SPT N_{60} : fine	1-2	3-6	7-15	16-30	?
medium	2-3	4-7	8-20	21-40	> 40
coarse	3-6	5-9	10-25	26-45	> 45
ϕ : fine	26-28	28-30	30-34	33-38	
medium	27-28	30-32	32-36	36-42	< 50
coarse	28-30	30-34	33-40	40-50	
γ_{wet} , kN/m ³	11-16*	14-18	17-20	17-22	20-23

* Excavated soil or material dumped from a truck has a unit weight of 11 to 14 kN/m³ and must be quite dense to weigh much over 21 kN/m³. No existing soil has a $D_r = 0.00$ nor a value of 1.00. Common ranges are from 0.3 to 0.7.

Se tiene en el caso de arenas:

$$\phi = \sqrt{18 \cdot N_{60}} + 15 \quad \text{Shioi and Fukui (1982) (Bowles 5ª Ed, Pág. 163)}$$

(Caso Puentes y Carreteras)

De los Sondajes, para H-2; con $(N1)_{60} = 38 \Rightarrow$

$$\phi = \sqrt{18 \cdot 39} + 15 = 41^\circ$$

Dado que $(N1)_{60} > 39$ golpes/pie, se adopta:

$$\begin{aligned} \phi &= 40^\circ && \text{(Angulo de Fricción Interna);} \\ c &= 0.00 \text{ ton/m}^2 && \text{(cohesión);} \\ \gamma &= 2.00 \text{ ton/m}^3 && \text{(peso unitario saturado);} \end{aligned}$$

Por lo tanto, dado el origen geológico de la zona es estudio, la descripción visual del sondaje, calicata y resultados de los ensayos de laboratorio, se han adoptado de manera conservadora, las siguientes propiedades mecánicas de resistencia al corte y esfuerzo deformación del suelo de fundación.

Respecto de la consolidación, se definen en los registros de los sondajes como fango marino, con presencia de lentes de material fino con un índice de golpes de 5.0 golpes /pie en promedio para los 10 m de profundidad, por lo que se descarta fundar en esta unidad.:

Tabla 5-22. Propiedades Geomecánicas Suelo Fundación

Unidad	Peso Unitario γ (ton/m ³)	Peso Unitario Boyante γ' (ton/m ³)	Angulo de Fricción Interna ϕ	Cohesión c (ton/m ²)	Resistencia al corte No drenado S_u (ton/m ²)	Módulo de Elasticidad E (ton/m ²)	Razón de Poisson μ	USO
Fango (H-1)	1.80	1.000	20	2.50	4.00	300+300z	0.45	Zapatas Superficiales
Arena pobremente graduada (H-2)	2.10	1.10	40	0.00	0.00	4000 $\sqrt{z}$	0.30	Pilotes/Maestras
Relleno Integral (compactado controlado)	2.00	1.10	38	0.00	---	4000 $\sqrt{z}$	0.30	Zapatas Superficiales

Nota: Las propiedades definidas para H-2, se aplicarán para el diseño de zapatas superficiales y fundaciones muros de contención;

Las propiedades definidas para H-2, se aplicarán para zapatas apoyadas en la roca fracturada detectada en el pozo de exploración N°3.

Las propiedades del fango se estimaron a partir de los resultados de la exploración ejecutada para este contrato en Tranapunte.

$$C_c = 0.000234\omega_L G \quad ,$$

C_r : Índice de recompresión

$$C_r = 0.000463\omega_L G$$

P_c : Presión de preconsolidación (KPa)

$$\log_{10} p'_c = 5.97 - 5.32(\omega/\omega_L) - 0.25\log_{10} p'_o$$

$$p'_o = \gamma'_s \cdot z$$

A partir de los antecedentes disponibles y resultados de los ensayos de laboratorio ejecutados se puede apreciar la presencia de un suelo fino normalmente consolidado, en un espesor aproximado de 10 m.

5.2.2.4 ANÁLISIS DE LICUACIÓN

Al considerar las recomendaciones entregadas en los procedimientos simplificados presentados en el Journal of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, October 2001/819 (1996), se ha analizado el riesgo de licuación para el caso de suelos arenosos. En el caso de suelos arcillosos y limosos (fango), con un porcentaje de finos bajo $0.08 \text{ mm} > 50\%$, quedan fuera de las competencias de este documento, analizándose por lo tanto a través de la Norma China Modificada

5.2.2.4.1 Suelos Finos ($z < 10.00 \text{ m}$)

En el sondeo N°2 ejecutado, se han encontrado suelos finos limosos que llegan aproximadamente hasta los 10.0 m de profundidad máximo, los que se encuentra bajo napa. Esta unidad presenta un alto porcentaje de finos bajo 0.08 mm ($>50\%$ de finos bajo 0.08 mm), además de una consistencia blanda a semidura. El suelo que la constituye, en general, tiene un límite líquido mayor al 40% (Anexo resultados de Laboratorio Cendyr Nautico, Límites d Atterberg); por lo que el estándar ante la licuación, como se muestra en la Fig.3. está en el rango seguro. Aun así, existen estudios internacionales respecto de la licuación de suelos finos con un $IP < 12$ (Brey&Sancio, 2006), recomendando que es necesario hacer estudios más profundos según sea el caso (descartando en inicio la aplicación directa del Criterio Chino, Wang 1979) y la experiencia nacional asociada al fenómeno de licuación (Licuefacción en Chile: lecciones del sismo del Maule del 27 de febrero de 2010), señalando que ésta se produce principalmente en arenas (SP, SC, SM, SW del Cuaternario principalmente) y que para arenas finas limosas a limos arenosos de origen volcánico (SM, ML del Cuaternario) saturadas con un Límite Líquido inferior 35% es baja pero no nulo y depende principalmente de la duración del sismo, magnitud y contenido de frecuencias de éste.

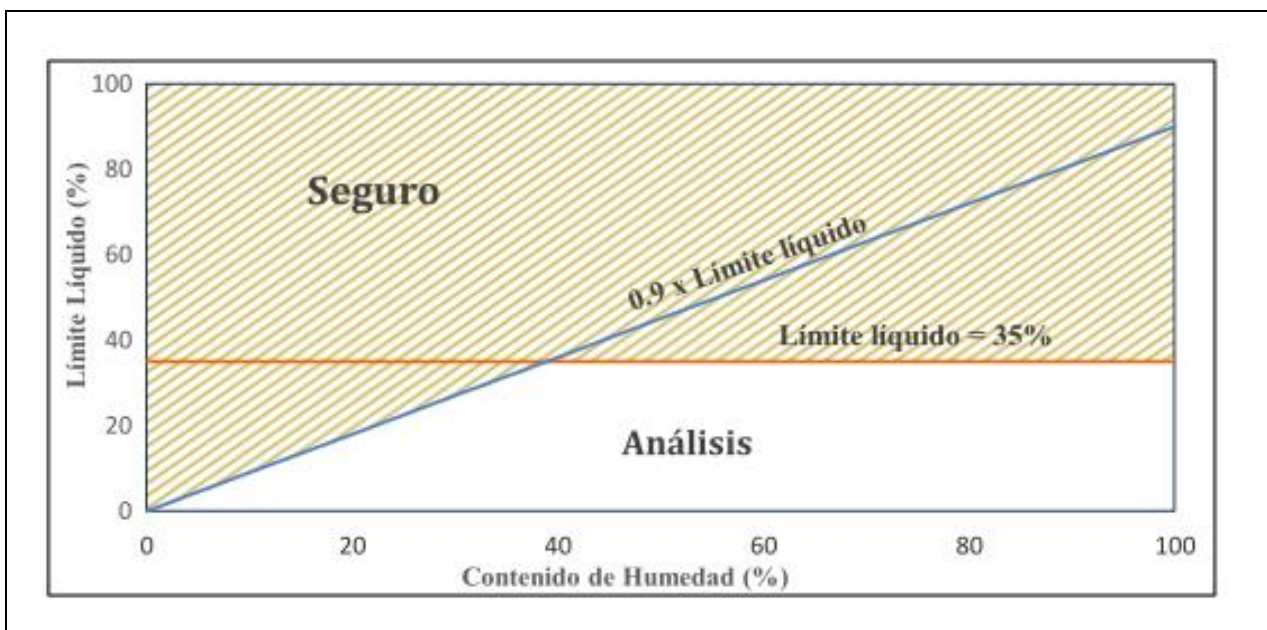


Imagen 5-34. Norma China Modificada para la evaluación de licuefacción de suelos con presencia de finos Finn, (1991-1994)

5.2.2.4.2 Suelos Arenosos ($z > \text{var}$)

Por debajo del estrato de fango se encuentran arenas finas a pobremente graduadas, estrato que ha sido analizado caso a caso (Sondajes N°1, N°2 y N3) según el procedimiento simplificado presentado en el Journal of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering

CSR

Seed y Idriss (1971), han formulado la siguiente ecuación para calcular la razón de estrés Cíclico (CSR), discutido con más profundidad en el documento NCEER 1996 y 1998 talleres NCEER/NSF (Youd, et al., 2001).

$$CSR = \left(\frac{\tau_{ave}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.65 * \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{vo}} \right) * \frac{a_{máx}}{g} * r_d$$

El valor del coeficiente de reducción (r_d), puede ser evaluado a través de las siguientes ecuaciones (Liao y Whitman 1986a):

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \text{ para } z \leq 9,15 \text{ metros}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \text{ para } 9,15 \text{ metros} < z \leq 23 \text{ metros}$$

Para una fácil evaluación, T.F. Blake, propone la siguiente ecuación para (r_d):

$$r_d = \frac{(1.000 - 0.4113z^{0.5} + 0.0405z + 0.001753z^{1.5})}{(1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2)}$$

CRR

Para la evaluación de la resistencia a la licuación (CRR), en la universidad de Texas, para arenas limpias. Rauch (1998) sugiere que esta curva podría ser aproximada por la siguiente ecuación (con sismo de magnitud $M = 7.5$ en la escala de Richter):

$$CRR_{M=7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10 * (N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

Donde:

$(N_1)_{60cs}$: Valor equivalente de arena limpia $(N_1)_{60}$, corregido por porcentaje de finos (FC)

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60}$$

Donde C_N corresponde al factor de corrección por presión de confinamiento:

$$C_N = 0.77 \log \left(\frac{20p_a}{\sigma_v} \right) \quad (\text{Peck et al., 1974})$$

De la literatura se tiene en general:

$$N_{60} = N_{spt} C_E \cdot C_r \cdot C_B \cdot C_s$$

Tabla 5-23. Factores de Corrección Nspt

C_R	(See Fig. 9 for Rod Length Correction Factors)								
C_S	For samplers with an indented space for interior liners, but with liners omitted during sampling. $C_s = 1 + \frac{N_{1.60}}{100}$ (Eq. T-1) With limits as $1.10 \leq C_s \leq 1.30$								
C_B	<table> <tr> <th>Borehole diameter</th><th>Correction (C_B)</th></tr> <tr> <td>65 to 115 mm</td><td>1.00</td></tr> <tr> <td>150 mm</td><td>1.05</td></tr> <tr> <td>200 mm</td><td>1.15</td></tr> </table>	Borehole diameter	Correction (C_B)	65 to 115 mm	1.00	150 mm	1.05	200 mm	1.15
Borehole diameter	Correction (C_B)								
65 to 115 mm	1.00								
150 mm	1.05								
200 mm	1.15								
C_E	$C_E = \frac{ER}{60\%}$ (Eq. T-2) where ER (efficiency ratio) is the fraction or percentage of the theoretical SPT impact hammer energy actually transmitted to the sampler, expressed as % - The best approach is to directly measure the impact energy transmitted with each blow. When available, direct energy measurements were employed. - The next best approach is to use a hammer and mechanical hammer release system that has been previously calibrated based on direct energy measurements. - Otherwise, ER must be estimated. For good field procedures, equipment and monitoring, the following guidelines are suggested:								

Nspt : Índice de Penetración Medido

CE : Factor de Corrección por la energía real aplicada (ER)

$$C_E = \frac{ER\%}{60\%}$$

En este caso, se tiene ER = 73.2%, se recomienda por tanto un factor de corrección por energía CE igual a 1.22 (-Informe de Medición de Energía SPT, INGISTRATA, 23 de agosto de 2019).

Donde:

N_m = medido sin corregir SPT cuenta de golpes

C_N = factor de corrección para la presión de sobrecarga efectiva

C_E = factor de corrección para el coeficiente de la energía de martillo

C_B = factor de corrección para el diámetro de la perforación

C_R = factor de corrección para la longitud de la barra

C_S = factor de corrección para muestras con o sin revestimientos.

Finalmente, $(N_1)_{60cs}$: Valor equivalente de arena limpia $(N_1)_{60}$, corregido por porcentaje de finos (FC)

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

Donde α y β se puede determinar como sigue:

$\alpha = 0$ para $FC \leq 5\%$

$\alpha = \exp[1.76 - (190 / FC^2)]$ para $5\% < FC < 35\%$

$\alpha = 5.0$ para $FC \geq 35\%$

$\beta = 1.0$ para $FC \leq 5\%$

$\beta = [0.99 + (FC^{1.5} / 1000)]$ para $5\% < FC < 35\%$

$\beta = 1.2$ para $FC \geq 35\%$

IMPORTANTE

Esta ecuación (CRR) es válida para $(N_1)_{60} < 30$. Para $(N_1)_{60} \geq 30$, granular limpio, el suelo es muy denso para licuar y clasifica como No Licuable (N.L.).

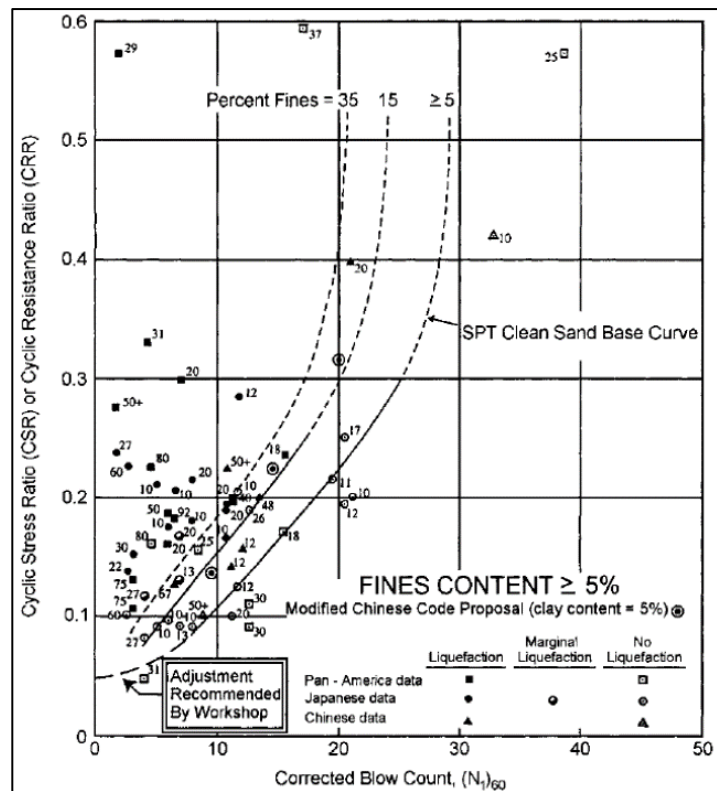


Imagen 5-35. Curva base en arenas limpias para el cálculo de CRR para un sismo de Magnitud 7.5 en la escala de Richter (Seed et al. 1985)

FACTOR DE ESCALA (MSFs)

Las Curva CRR, aplican solo para sismos de magnitud 7.5 en la escala de Richter, para otras intensidades Seed y Idriss introducen el factor de magnitud (MSFs), que se aplica sobre las curvas de CRR.

Para ilustrar la influencia del factor de magnitud, la ecuación para el factor de seguridad (FS) ante la licuación es escrita en función de los términos CRR, CSR y MSF de la siguiente manera:

$$FS = (CRR_{7.5}/CSR)MFS$$

$$MFS = 0.664; M = 8.8 \text{ (Seed y Idriss 1982)}$$

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 5-24. Resultados análisis de Licuación Sondaje N°1

Prof (m)	Nº golpes	Fin (%)	σ_{vc} (Kpa)	σ'_{vc} (Kpa)	σ'_{vc} (Ton/m²)	CN	CE	CR	CB	CS	(N)₆₀	(N1)₆₀	α	β	(N1)₆₀- CS	a	b	rd	MSF	CSR	CRR7,5	FS
0,43	16	7	8,6	4,3	0,43	1,70	1,22	0,75	1,0	1,00	15,0	26	0,1	1,01	26	0,75	0,75	1,00	0,66	0,52	0,31	0,40
1,38	---	---	27,6	14,1	1,4	1,70	1,22	0,75	1,0	1,00	---	---	---	---	---	0,58	0,58	0,99	0,66	0,51	---	---
1,91	19	3	38,1	19,4	1,9	1,70	1,22	0,75	1,0	1,00	17,0	29	0,0	1,00	28,9	0,51	0,52	0,99	0,66	0,50	0,41	0,53
2,43	---	---	48,5	24,7	2,5	1,70	1,22	0,75	1,0	1,00	---	---	---	---	---	0,46	0,47	0,98	0,66	0,50	---	---
2,95	23	11	58,9	30,0	3,0	1,70	1,22	0,75	1,0	1,00	21,0	36	1,2	1,03	38	0,42	0,43	0,98	0,66	0,50	NL	NL
3,48	---	---	69,5	35,4	3,5	1,68	1,22	0,75	1,0	1,00	---	---	---	---	---	0,39	0,39	0,98	0,66	0,50	---	---
3,96	33	1	79,1	40,3	4,0	1,57	1,22	0,75	1,0	1,00	30,0	47	0,0	1,00	47	0,36	0,37	0,97	0,66	0,50	NL	NL
4,43	---	---	88,6	45,2	4,5	1,49	1,22	0,85	1,0	1,00	---	---	---	---	---	0,33	0,34	0,97	0,66	0,49	---	---
4,96	15	1	99,1	50,5	5,1	1,41	1,22	0,85	1,0	1,00	16,0	23	0,0	1,00	23	0,30	0,32	0,97	0,66	0,49	0,25	0,34
5,49	---	---	109,7	55,9	5,6	1,34	1,22	0,85	1,0	1,00	---	---	---	---	---	0,28	0,29	0,96	0,66	0,49	---	---
6,02	17	0	120,3	61,4	6,1	1,28	1,22	0,85	1,0	1,00	18,0	23	0,0	1,00	23	0,26	0,27	0,96	0,66	0,49	0,26	0,35
6,55	---	---	130,9	66,8	6,7	1,22	1,22	0,95	1,0	1,00	---	---	---	---	---	0,24	0,25	0,95	0,66	0,49	---	---
7,08	22	56	141,5	72,2	7,2	1,18	1,22	0,95	1,0	1,00	25,0	29	5,0	1,20	40	0,23	0,24	0,95	0,66	0,48	NL	NL
7,60	---	---	151,9	77,5	7,7	1,14	1,22	0,95	1,0	1,00	---	---	---	---	---	0,21	0,22	0,94	0,66	0,48	---	---
8,12	14	22	162,3	82,8	8,3	1,10	1,22	0,85	1,0	1,00	15,0	16	3,9	1,09	22	0,20	0,21	0,94	0,66	0,48	0,24	0,34
8,65	---	---	172,9	88,2	8,8	1,06	1,22	0,95	1,0	1,00	---	---	---	---	---	0,19	0,20	0,93	0,66	0,47	---	---
9,18	13	21	183,5	93,6	9,4	1,03	1,22	0,95	1,0	1,00	15,0	16	3,8	1,09	21	0,17	0,19	0,92	0,66	0,47	0,22	0,32
9,71	---	---	194,1	99,0	9,9	1,01	1,22	0,95	1,0	1,00	---	---	---	---	---	0,16	0,18	0,91	0,66	0,46	---	---
10,24	11	22	204,7	104,4	10,4	0,98	1,22	1,00	1,0	1,00	13,0	13	3,9	1,09	18	0,16	0,17	0,90	0,66	0,46	0,19	0,27
10,76	---	---	215,2	109,8	11,0	0,95	1,22	1,00	1,0	1,00	---	---	---	---	---	0,15	0,17	0,89	0,66	0,45	---	---
11,24	6	32	224,7	114,6	11,5	0,93	1,22	1,00	1,0	1,00	7,0	7	4,8	1,17	12	0,14	0,16	0,88	0,66	0,45	0,14	0,20
11,72	---	---	234,3	119,5	11,9	0,91	1,22	1,00	1,0	1,00	---	---	---	---	---	0,14	0,16	0,86	0,66	0,44	---	---
12,25	36	12	244,9	124,9	12,5	0,89	1,22	1,00	1,0	1,00	44,0	39	1,6	1,03	42	0,13	0,16	0,85	0,66	0,43	NL	NL
12,78	---	---	255,5	130,3	13,0	0,88	1,22	1,00	1,0	1,00	---	---	---	---	---	0,13	0,15	0,83	0,66	0,42	---	---
13,29	R	18	265,7	135,5	13,6	0,86	1,22	1,00	1,0	1,00	R	R	3,2	1,07	R	0,12	0,15	0,82	0,66	0,41	NL	NL
13,82	---	---	276,3	140,9	14,1	0,84	1,22	1,00	1,0	1,00	---	---	---	---	---	0,12	0,15	0,80	0,66	0,40	---	---
14,32	R	11	286,3	146,0	14,6	0,83	1,22	1,00	1,0	1,00	R	R	1,2	1,03	R	0,12	0,15	0,78	0,66	0,40	NL	NL
14,80	---	---	296,0	151,0	15,1	0,81	1,22	1,00	1,0	1,00	---	---	---	---	---	0,12	0,15	0,77	0,66	0,39	---	---
15,34	67	7	306,7	156,4	15,6	0,80	1,22	1,00	1,0	1,00	81,7	65	0,1	1,01	66	0,12	0,15	0,75	0,66	0,38	NL	NL
15,87	---	---	317,3	161,8	16,2	0,79	1,22	1,00	1,0	1,00	---	---	---	---	---	0,12	0,16	0,73	0,66	0,37	---	---
17,16	R	6	343,1	175,0	17,5	0,76	1,22	1,00	1,0	1,00	R	R	0,0	1,00	R	0,12	0,17	0,69	0,66	0,35	NL	NL
17,48	---	---	349,6	178,3	17,8	0,75	1,22	1,00	1,0	1,00	---	---	---	---	---	0,12	0,17	0,68	0,66	0,35	---	---

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 5-25. Resultados análisis de Licuación Sondaje N°2

Prof (m)	Nº golpes	(%) Fin	σ_{vc} (Kpa)	σ'_{vc} (Kpa)	σ'_{vc} (Ton/m²)	CN	CE	CR	CB	CS	(N)ho	(N1)ho	α	β	(N1)ho c	a	b	rd	MSF	CSR	CRR7,5	FS
0.43	8	50	8.6	4.3	0.43	1.70	1.22	0.75	1.0	1.00	7.0	12	5.0	1.2	19	0.75	0.75	1.00	0.66	0.52	0.21	NL
0.96	---	---	19.1	9.7	0.97	1.70	1.22	0.75	1.0	1.00	---	---	---	---	---	0.64	0.64	0.99	0.66	0.51	---	---
1.49	4	50	29.7	15.1	1.51	1.70	1.22	0.75	1.0	1.00	4.0	7	5.0	1.2	13	0.56	0.57	0.99	0.66	0.50	0.14	NL
1.94	---	---	38.7	19.7	1.97	1.70	1.22	0.75	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.51	0.52	0.99	0.66	0.50	---	---
2.39	---	---	47.7	24.3	2.43	1.70	1.22	0.75	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.47	0.48	0.98	0.66	0.50	---	---
2.84	---	---	56.7	28.9	2.89	1.70	1.22	0.75	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.43	0.44	0.98	0.66	0.50	---	---
3.29	---	---	65.7	33.5	3.35	1.70	1.22	0.75	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.40	0.41	0.98	0.66	0.50	---	---
3.81	---	---	76.2	38.9	3.89	1.60	1.22	0.75	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.36	0.37	0.97	0.66	0.50	---	---
4.34	3	50	86.7	44.2	4.42	1.50	1.22	0.85	1.0	1.0	3.0	5	5.0	1.3	11	0.34	0.35	0.97	0.66	0.49	0.1	NL
4.58	---	---	91.6	46.7	4.67	1.46	1.22	0.85	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.32	0.33	0.97	0.66	0.49	---	---
4.83	---	---	96.5	49.2	4.92	1.43	1.22	0.85	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.31	0.32	0.97	0.66	0.49	---	---
5.33	---	---	106.6	54.4	5.44	1.36	1.22	0.85	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.29	0.30	0.96	0.66	0.49	---	---
5.84	1	50	116.7	59.5	5.95	1.30	1.22	0.85	1.0	1.0	1.0	1.3	5.0	1.2	7	0.27	0.28	0.96	0.66	0.49	0.084	NL
6.35	---	---	127.0	64.8	6.48	1.24	1.22	0.85	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.25	0.26	0.95	0.66	0.49	---	---
6.88	3	50	137.5	70.1	7.01	1.19	1.22	0.85	1.0	1.0	3.0	4	5.0	1.2	9	0.23	0.24	0.95	0.66	0.48	0.107	NL
7.34	---	---	146.7	74.8	7.48	1.16	1.22	0.95	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.22	0.23	0.95	0.66	0.48	---	---
7.60	---	---	151.9	77.5	7.75	1.14	1.22	0.95	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.21	0.22	0.94	0.66	0.48	---	---
7.86	2	50.00	157.1	80.1	8.01	1.12	1.22	0.95	1.00	1.00	2.3	3	5.0	1.2	8	0.20	0.22	0.94	0.66	0.48	0.10	NL
8.38	---	---	167.5	85.4	8.54	1.08	1.22	0.95	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.19	0.21	0.93	0.66	0.48	---	---
8.97	---	---	179.4	91.5	9.15	1.05	1.22	0.95	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.18	0.19	0.92	0.66	0.47	---	---
9.50	3	50.00	189.9	96.8	9.68	1.02	1.22	0.95	1.00	1.00	3.0	3	5.0	1.2	9	0.17	0.18	0.91	0.66	0.47	0.10	NL
10.02	---	---	200.3	102.2	10.22	0.99	1.22	1.00	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.16	0.18	0.90	0.66	0.46	---	---
10.54	58	9	210.7	107.5	10.75	0.96	1.22	1.00	1	1	71	68	1	1	70	0.15	0.17	0.89	0.66	0.46	NL	NL
11.06	---	---	221.2	112.8	11.28	0.94	1.22	1.00	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.14	0.16	0.88	0.66	0.45	---	---
11.59	15	4	231.7	118.2	11.82	0.92	1.22	1.00	1	1	18	17	0	1	17	0.14	0.16	0.87	0.66	0.44	0	0
12.12	---	---	242.3	123.6	12.36	0.90	1.22	1.00	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.13	0.15	0.85	0.66	0.43	---	---
12.65	45	3	252.9	129.0	12.90	0.88	1.22	1.00	1	1	55	48	0	1	48	0.13	0.15	0.84	0.66	0.43	NL	NL
13.17	---	---	263.4	134.3	13.43	0.86	1.22	1.00	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.12	0.15	0.82	0.66	0.42	---	---
13.70	53	6	273.9	139.7	13.97	0.85	1.22	1.00	1	1	65	55	0	1	55	0.12	0.15	0.80	0.66	0.41	NL	NL
14.23	---	---	284.5	145.1	14.51	0.83	1.22	1.00	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.12	0.15	0.79	0.66	0.40	---	---
14.76	51	5	295.1	150.5	15.05	0.82	1.22	1.00	1	1	62	51	0	1	51	0.12	0.15	0.77	0.66	0.39	NL	NL
15.22	---	---	304.3	155.2	15.52	0.80	1.22	1.00	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.12	0.15	0.75	0.66	0.38	---	---
15.68	56	4	313.5	159.9	15.99	0.79	1.22	1.00	1	1	68	54	0	1	54	0.12	0.16	0.74	0.66	0.38	NL	NL
16.20	---	---	324.0	165.2	16.52	0.78	1.22	1.00	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.12	0.16	0.72	0.66	0.37	---	---
16.73	49	4	334.5	170.6	17.06	0.77	1.22	1.00	1	1	60	46	0	1	46	0.12	0.16	0.70	0.66	0.36	NL	NL
17.25	---	4.0	345.0	176.0	17.60	0.75	1.22	1.00	1	1.0	---	---	0.0	1.0	---	0.12	0.17	0.69	0.66	0.35	---	---
17.78	54	1	355.5	181.3	18.13	0.74	1.22	1.00	1	1	66	49	0	1	48	0.12	0.17	0.67	0.66	0.34	NL	NL
18.25	---	---	365.0	186.2	18.62	0.73	1.22	1.00	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.12	0.18	0.66	0.66	0.34	---	---
18.73	41	1	375	191	19	1	1	1	1	1	50	36	0	1	36	0.12	0.19	0.65	0.66	0.33	NL	NL
19.25	---	---	385.0	196.4	19.6	0.7	1.2	1.0	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.1	0.2	0.6	0.7	0.3	---	---
19.78	43	1	396	202	20	1	1	1	1	1	52	37	0	1	37	0.13	0.20	0.62	0.66	0.32	NL	NL

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 5-26. Resultados análisis de Licuación Sondaje N°3

Prof (m)	Nº golf	Fin	(%)	σ'_{vc} (Kpa)	σ'_{vc} (Kpa)	σ'_{vc} (Ton/m²)	CN	CE	CR	CB	CS	(N) _{iso}	(N1) _{iso}	α	β	(N1) _{iso} c'	a	b	rd	MSF	CSR	CRR7.5	FS
0.98	---	---	---	19.5	9.8	1.0	1.70	1.22	0.75	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.6	0.6	1.0	0.7	0.5	---	---
1.73	---	---	---	34.5	17.6	1.76	1.70	1.22	0.75	1.0	1.00	---	---	---	---	---	0.53	0.54	0.99	0.66	0.50	---	---
2.48	6	47.0	49.5	25.2	25.2	1.70	1.22	1.22	0.75	1.0	1.00	5.0	9	5.0	1.2	15.2	0.46	0.47	0.98	0.66	0.50	0.16	0.21
2.99	---	---	---	59.7	30.4	3.04	1.70	1.22	0.75	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.42	0.43	0.98	0.66	0.50	---	---
3.50	5	32.0	69.9	35.6	3.6	1.67	1.22	1.22	0.75	1.0	1.0	5.0	8	5.0	1.2	14.8	0.4	0.4	1.0	0.7	0.5	0.2	0.2
3.95	---	---	---	78.9	40.2	4.02	1.58	1.22	0.75	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.36	0.37	0.97	0.66	0.50	---	---
4.40	12	3.0	87.9	44.8	4.5	1.49	1.22	1.22	0.75	1.0	1.0	11.0	16	0.0	1.0	16.4	0.3	0.3	1.0	0.7	0.5	0.2	0.2
4.96	---	---	---	99.2	50.6	5.06	1.41	1.22	0.75	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.30	0.32	0.97	0.66	0.49	---	---
5.53	14	10.0	110.5	56.4	5.64	1.33	1.22	1.22	0.85	1.0	1.0	15.0	20	0.9	1.0	21.3	0.28	0.29	0.96	0.66	0.49	0.2	0.3
6.05	---	---	---	120.9	61.7	6.17	1.27	1.22	0.85	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.26	0.27	0.96	0.66	0.49	---	---
6.57	39	43.0	131.3	67.0	6.7	1.22	1.22	1.22	0.85	1.0	1.0	40.0	49	5.2	1.3	67.4	0.2	0.3	1.0	0.7	0.5	NL	NL
7.07	---	---	---	141.4	72.1	7.21	1.18	1.22	0.85	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.23	0.24	0.95	0.66	0.48	---	---
7.58	43	2.0	151.5	77.3	7.7	1.14	1.22	1.22	0.85	1.0	1.0	45.0	51	0.0	1.0	50.8	0.2	0.2	0.9	0.7	0.5	NL	NL
8.09	---	---	---	161.7	82.5	8.25	1.10	1.22	0.85	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.20	0.21	0.94	0.66	0.48	---	---
8.60	44	9.0	171.9	87.7	8.8	1.07	1.22	1.22	0.85	1.0	1.0	46.0	49	0.6	1.0	50.5	0.2	0.2	0.9	0.7	0.5	NL	NL
9.09	---	---	---	181.7	92.7	9.27	1.04	1.22	0.95	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.18	0.19	0.92	0.66	0.47	---	---
9.50	R	6.0	189.9	96.8	9.7	1.02	1.22	1.22	0.95	1.0	1.0	R	R	0.0	1.0	R	0.2	0.2	0.9	0.7	0.5	NL	NL
10.02	---	---	---	200.3	102.2	10.22	0.99	1.22	0.95	1.00	1.00	---	---	---	---	---	0.16	0.18	0.90	0.66	0.46	---	---
10.62	39	4.0	212.3	108.3	10.83	0.96	1.22	1.22	0.95	1.0	1.0	45.0	43	0.0	1.0	43.2	0.15	0.17	0.89	0.66	0.45	NL	NL
11.13	---	---	---	222.5	113.5	11.35	0.94	1.22	0.95	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.14	0.16	0.88	0.66	0.45	---	---
11.64	43	23.0	232.7	118.7	11.87	0.92	1.22	1.22	0.95	1.00	1.00	50.0	46	4.1	1.1	54.6	0.14	0.16	0.87	0.66	0.44	NL	NL
12.13	---	---	---	242.6	123.7	12.37	0.90	1.22	1.00	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.13	0.16	0.85	0.66	0.43	---	---
12.63	45.0	2.0	252.5	128.8	12.88	0.88	1.22	1.22	1.00	1	1	55	48	0	1	48	0.13	0.15	0.84	0.66	0.43	NL	NL
13.11	---	---	---	262.2	133.7	13.37	0.86	1.22	1.00	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.13	0.15	0.82	0.66	0.42	---	---
13.60	41.0	13.0	271.9	138.7	13.87	0.85	1.22	1.22	1.00	1	1	50	42	2	1	46	0.12	0.15	0.81	0.66	0.41	NL	NL
14.09	---	---	---	281.7	143.7	14.37	0.83	1.22	1.00	1	1	---	---	---	---	---	0.12	0.15	0.79	0.66	0.40	---	---
14.49	R	16.0	289.7	147.7	14.77	0.82	1.22	1.22	1.00	1	1	R	R	3	1	R	0.12	0.15	0.78	0.66	0.40	NL	NL
15.04	---	---	---	300.7	153.4	15.34	0.81	1.22	1.00	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.12	0.15	0.76	0.66	0.39	---	---
15.68	44.0	14.0	313.5	159.9	15.99	0.79	1.22	1.22	1.00	1	1	54	42	2	1	46	0.12	0.16	0.74	0.66	0.38	NL	NL
16.19	---	---	---	323.7	165.1	16.51	0.78	1.22	1.00	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.12	0.16	0.72	0.66	0.37	---	---
16.70	48.0	3.0	333.9	170.3	17.03	0.77	1.22	1.22	1.00	1	1	59	45	0	1	45	0.12	0.16	0.71	0.66	0.36	NL	NL
17.21	---	---	---	344.2	175.5	17.55	0.75	1.22	1.00	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.12	0.17	0.69	0.66	0.35	---	---
17.55	R	1.0	351.0	179.0	17.90	0.75	1.22	1.22	1.00	1	1	R	R	0	1	R	0.12	0.17	0.68	0.66	0.35	NL	NL
18.13	---	---	---	362.5	184.9	18.49	0.74	1.22	1.00	1.0	1.0	---	---	---	---	---	0.12	0.18	0.66	0.66	0.34	---	---

En conclusión, de los análisis realizados se puede asegurar que el suelo de fundación presenta factores de seguridad ante la licuación bajos hasta aproximadamente los 11.0 m de profundidad como máximo, sondajes N°1. Como se ha señalado, respecto del sondaje N°2, en el que se detectó una capa de fango superficial, se puede señalar que no presenta riesgo de licuación, aplicando los criterios establecidos en la norma China; ya que en los análisis realizados esta unidad queda fuera de los alcances del documento definido por la DOP (Journal of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering)

5.2.2.5 RIESGO DE SOCAVACIÓN

Para la definición de la cota de sello de fundación, una variable adicional a las ya consideradas, se requiere analizar el riesgo de socavación, principalmente ante el cambio de corrientes y crecidas.

5.2.2.6 FUNDACIONES Y EXCAVACIONES

a) Fundaciones superficiales

Dada la posibilidad de fundar permanentemente estructuras superficialmente, se debe tener presente que el suelo de fundación es altamente consolidable y otros sectores licuables hasta aproximadamente los 11.0 m de profundidad, por lo que es necesario prever la posibilidad de que se produzcan altas deformaciones verticales en los casos estático y sísmico

Inicialmente, se recomienda todas las estructuras proyectadas se apoyen sobre pilotes, micropilotes o columnas de grava (geopier o equivalente) que alcancen el estrato de arena densa y penetren en él a lo menos 2.50 m. La capacidad de soporte, asentamientos verticales y constante de balasto vertical estará dada por lo indicado en el acápite 5.2.2.12.1 y 5.2.3.1.7

b) Pavimentos

Dado el alto riesgo Licuación y consolidación que existe en el sector sondajes, se entrega, si se requiriese, la siguiente propuesta estructural mínima para la ejecución de los pavimentos en el área de proyecto, los que se apoyaran en un relleno compactado controlado, reforzado mediante columnas de grava o geopiers.

Tabla 5-27. Solución estructural pavimentos Adocretos

PAVIMENTO DE ADOCRETOS
Capa de Arena e = 3 cm; 5% finos bajo 0.08 mm
Base e = 20 cm
Sub - Base e = 35 cm
SUBRASANTE RELLENO ARTIFICIAL COMPACTADO/CONTROLADO REFORZADO CON COLUMNAS DE GRAVA O GEOPIER

Si La base/subbase estabilizada que servirá de apoyo al pavimento de adocretos, se colocará de modo de cumplir con las condiciones geométricas del proyecto y de modo que tenga un espesor mínimo de 20 y 35 cm respectivamente. El material a emplear deberá cumplir con lo indicado en los párrafos siguientes:

Deberá estar libres de materia vegetal, terrones de arcilla y deberá cumplir con la siguiente banda granulométrica:

Tabla 5-28. Banda granulométrica de la base

Criba o Malla N° (Malla ASTM)	% en peso que pasa
Criba de 2"	100
Criba de 1½"	70 - 100
Criba de 1"	55 - 85
Criba de 3/8"	40 - 70
Malla N° 4	30 - 60
Malla N° 10	20 - 50
Malla N° 40	10 - 30
Malla N° 200	0 - 12

- La fracción que pasa la malla N°200 deberá ser menor que la mitad de la fracción que pasa por la malla N°40.
- La fracción fina (bajo malla N°200) deberá tener un límite líquido menor a 25 y un índice de plasticidad inferior a 6.
- La fracción gruesa del material (sobre malla N°4) deberá tener un desgaste Los Ángeles máximo 30%.
- Para la Base el valor del C.B.R. de laboratorio deberá ser superior a 50% y la subbase de 30%. Suelo compactado al 95% de la Densidad Máxima Compactada Seca, dada por el ensaye Proctor Modificado.
- El material se colocará casi horizontalmente cubriendo la superficie proyectada de pavimento. El espesor suelto máximo de la capa será de aproximadamente 20 cm. La compactación se realizará con rodillo vibrador de peso estático no inferior a 6.0 ton. La densidad seca mínima a exigir será equivalente al 95% de la densidad máxima seca dada por el ensayo Proctor Modificado o el 80% de la densidad relativa.
- El control que se realizará será el siguiente:
 - 4 clasificaciones USCS completa del material de base/subbase
 - 4 CBR al 95% del Proctor Modificado del material de base/subbase
 - Un control de densidad in situ cada 150 m² de cada capa colocada, con un mínimo de dos controles por capa colocada.

Nota Puntualmente, se podrán sustentar estructuras livianas en los pavimentos o sobre dados de hormigón apoyados en el mejoramiento señalado anteriormente. Aun así, estos elementos no podrán tener restricciones respecto de asentamientos diferenciales o desangulaciones, además de una fácil reparación si ellos se produjesen.

Para efectos de diseño, dado los resultados de los ensayos efectuados, se puede considerar para la subrasante un valor de CBR del 20%, esta corresponde a arena, o grava arenosa natural, compacta y no removida

c) Excavaciones y enrocados

En esta sección aplican los mismos elementos señalados en la sección 5.1.2.6 del informe, en los puntos (c) y (d).

5.2.2.7 CAPACIDAD DE SOPORTE DE FUNDACIONES SUPERFICIALES

Para el cálculo de la capacidad de soporte considerando las conclusiones de la exploración ejecutada, se recomienda el apoyo de cualquiera de las estructuras proyectadas sobre micropilotes, pilotes de acero. La capacidad de soporte y asentamientos estarán dadas por las características de estos elementos según se señala en los acápite siguientes

5.2.2.8 ASENTAMIENTO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES

En el cálculo de asentamientos y constante de balasto (acápito 5.2.3.2.1), para efectos de cálculo se considerará como antecedentes que las estructuras están apoyadas en pilotes o micropilotes.

5.2.2.9 CARACTERIZACIÓN SÍSMICO DEL SITIO

Las especificaciones sísmicas, de Tranapunte en la sección 5.1.2.9 del presente informe, también aplican a la localidad de Cendyr náutico de Carahue.

5.2.2.10 EMPUJE SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN

Las especificaciones básicas respecto al empuje sobre los muros de contención se encuentran en la sección 5.1.2.10 del documento.

5.2.2.10.1 Empujes sobre estribos

La sección de empuje sobre estribos entregada en el punto 5.1.2.10.1, aplica de igual manera en esta sección del documento.

5.2.2.10.2 Condiciones de drenaje del muro de contención

Las condiciones de drenaje del muro de contención están señaladas en el punto 5.1.2.10.3 del documento.

5.2.2.10.3 Área en compresión

Las especificaciones respecto al área de compresión se encuentran señaladas en el punto 5.1.2.10.4 del documento.

5.2.2.11 MURO DE TIERRA ESTABILIZADA MECÁNICAMENTE

La sección completa respecto a la estabilidad mecánica del muro de tierra es la misma aplicada en el punto 5.1.2.11 del presente documento.

5.2.2.12 CAPACIDAD DE CARGA AXIAL DE LOS PILOTES

5.2.2.12.1 Compresión

Las dimensiones de los pilotes de acero, deberán ser tales que las cargas solicitantes, sean menores o iguales a la capacidad admisible.

La capacidad de carga del pilote será calculada por la expresión siguiente:

$$P_{ad} = \frac{Punta + Fuste}{FS}$$

$$P_{ad} = \frac{A_s (c_p N_c \cdot d_c + \gamma_p R \cdot N_\gamma + \gamma_f L \cdot N_q \cdot d_q) + q_s}{F.S.}$$

$$Fuste: q_s = \frac{S \cdot K \cdot f}{2} \gamma_f L^2 \tan \phi_f$$

donde:

P_{ad}	=	Capacidad admisible del pilote (ton);
A_s	=	$(0.50)\pi R^2$, área tapón de la sección del pilote (m^2), se considera conservadoramente un tapón equivalente al 50% de la sección llena del pilote.
L	=	Enterramiento del pilote en arena densa, se descarta el aporte de los rellenos artificiales no controlados
R	=	Radio del pilote;
γ_f	=	Peso unitario boyante del suelo granular (se usa en promedio 1.10 ton/ m^3);
N_c, N_γ, N_q	=	Factores de capacidad de soporte <i>punta</i> (ϕ_p) (Hansen 1970);
d_c	=	$1+0.4\tan^{-1}(L/B)$ (Factor de profundidad por cohesión)
d_q	=	$1+2\tan\phi_p \cdot (1-\sin\phi_p)^2 \tan^{-1}(L/B)$ (Factor de Profundidad);
ϕ_f	=	Angulo de fricción interna fuste se adopta $\phi = 40^\circ$ (Tabla 5-25)
$\tan(\phi_f)$	=	Angulo de fricción suelo-pilote;
S	=	Perímetro de la sección transversal del pilote, en m;

K	=	Coefficiente empírico de empuje del suelo $K= 0.75$, pilote hincado;
f	=	factor de reducción del rozamiento del fuste, pilote de acero hincado $f = 0.9$ (ROM 3.6.4.7.2)
FS	=	Factor de seguridad. (Considerar $FS = 2.50$ en el caso estático y $FS = 2.00$ en el caso sísmico);

Tabla 5-29. Factores de capacidad de soporte para Hansen

ϕ°	N_c	N_q	$N\gamma(H)$	N_q/N_c	$2\tan\phi(1-\sin\phi)^2$
0	5.14	1.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	0.57	0.299
30	30.13	18.4	15.1	0.61	0.289
32	35.47	23.2	20.8	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	0.698	0.262
35	46.35	33.5	34.4	0.724	0.255
36	50.55	37.7	40.0	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	0.852	0.214

(H) Hansen 1970

Nota: Se debe procurar que, durante el cálculo, la definición de las funciones trigonométricas sea coherente con las unidades angulares (grados o radianes) que se utilicen. En particular la expresión L/B está expresada en radianes (pues matemáticamente no está acompañada de la unidad “grados”).

Nota: La capacidad admisible (P_{ad}) descrita en la fórmula anterior, se debe evaluar considerando que el peso de los pilotes de acero será incluido en la modelación de la estructura a analizar.

En caso no usual, donde la modelación no considere el peso de los pilotes, se deberá restar el peso propio del mismo a las capacidades anteriormente descritas.

5.2.2.12.2 Fricción negativa

Para el cálculo de la fricción negativa, para un pilote de radio “r” para el espesor de fango correspondiente, se han considerado los parámetros consolidados drenados de la arcilla y limos existentes en terreno:

Para el cálculo de la fricción negativa, se han considerado los parámetros drenados de la arcilla (ϕ) y limos existentes en terreno y la fricción suelo pilote de acero “ δ ” en radianes sea estimado como el 75% de ϕ :

$$F = 2\pi \cdot r \int_0^L \alpha' \cdot k \cdot \gamma' z dz$$

$$F = (2\pi \cdot r)(1 - \sin\phi) \cdot \tan(\delta) \cdot \gamma \int_0^L z dz$$

Donde L, para esta localidad según el sondaje ejecutado es de 10 m

ϕ	20.0000°
γ	1.0000 (ton/m³)
δ	0.2618
α	0.2679 = $\tan(\delta)$
k	0.6580 = $(1 - \sin\phi)$
L	10 (m)

$$F = 17.5(\pi * r) \quad (\text{ton})$$

5.2.2.12.3 Tracción

Para el cálculo de la resistencia a la tracción de los pilotes se ha propone:

$$T_{ult} = 0.5q_s$$

Donde:

T_{ult} : Carga ultima a la tracción (ton) (ROM 3.6.7.1)

T_{adm} : Carga admisible ($T_{adm} = T_{ult}/FS+W$)

- W : Peso del pilote, para longitud total. Para incrementar el valor de W, se puede agregar hormigón al pilote tubular; Para efectos de diseño estructural, se considerará el 80% del pilote relleno con hormigón, sin embargo, constructivamente, este se deberá llenar hasta el nivel superior.
- FS : Factor de Seguridad definido;

5.2.2.13 RELLENOS COMPATADOS MASIVOS (INTEGRAL)

- Antes de dar inicio a los rellenos compactados controlados, será necesario acotar todos los aspectos asociados a la consolidación del terreno y efectuar la estimación respecto de los aspectos reológicos asociados a los asentamientos por consolidación producto de las cargas de uso a nivel de la superficie actual de terreno. Se debe tener en consideración además la presencia de estratos licuables;
- En caso de proyectar explanadas trasdós los muros de contención o tablestacas, será necesario efectuar los mejoramientos con columnas de grava tipo geopiers o similares y equivalentes, denominados en este informe como rellenos controlados y reforzados, hasta alcanzar más allá de la cota de licuación o una profundidad tal de haber controlado los asentamientos esperados por consolidación. Las características estructurales de estos elementos deberán ser entregadas por el proveedor. Diámetro mínimo de las columnas 75 cm, gravas de cantos angulosos tamaño máximo 2", longitud mínima 5.0 m respecto del nivel actual de terreno.
- Ejecución de los rellenos compactado controlados (mejoramientos o integral) por sobre el refuerzo indicado. El material se compactará mediante a lo menos, 6 pasadas de rodillo por punto de cada capa y serán controlados de modo alcanzar a lo menos un 95% del Proctor Modificado (ASTM D1557 – 91) o el 80% de la densidad relativa. El material para el mejoramiento debe clasificar en el sistema USCS como GP, GC, GW, con un porcentaje de finos bajo 0.08 mm cercano al 10% ($\pm 5\%$). Esta unidad tendrá un espesor de a lo menos 1.0 m, por sobre el material reforzado;
- El equipo recomendado para la compactación será del tipo vibratorio con un peso estático mínimo de 6.0 ton, colocándose el material en capas de 0.35 m de espesor suelto;
- Los bordes del relleno, se desarrollaran en un talud $H : V = 1 : 1.5$, si es que existe disponibilidad de espacio; en caso contrario, el relleno se terminará lateralmente con un muro de contención tradicional. El relleno se compactará contra el muro, con una placa vibratoria de peso estático de no más de 200 kg, a lo menos 14 días después de construida la obra de hormigón;
- Se considerará un sobreancho de compactación mínimo de 1.0 m;
- Para rellenos masivos, si se requiriesen fuera del área de pavimentos, el material granular de relleno deberá tener un tamaño máximo inferior a 3", un contenido de finos no superior a 20% bajo malla 200 (ASTM), un porcentaje de suelo bajo malla N°4 no superior a 40% y deberá estar libre de

escombros, basuras y restos vegetales. Este material se controlará con un mínimo de 6 clasificaciones USCS completas (incluidos granulometría y límites de Atterberg), debiendo clasificar como GW-GC-GP-SW-SP-SM;

- Se realizará un control de densidad por cada 100 m² (por capa) de relleno compactado, con un mínimo de 2 densidades por cada capa. El control se realizará en forma aleatoria, es decir, se definirán los puntos de control antes de compactar la capa a controlar;
- Para fines de diseño de pavimentos, al relleno compactado bajo subrasante, especificado anteriormente se puede asignar un valor del CBR de 30% para 0.2" de penetración en muestras recompactadas al 95% de la Densidad Máxima Compactada Seca, dada por el ensaye Proctor Modificado. Este material debe presentar a lo menos 1.0 m de espesor;
- Directamente bajo radieres/pavimentos, los últimos 20 cm, el relleno corresponderá a un material granular limpio, tamaño máximo 1 ½" y no más de un 5% de finos bajo malla 200 (ASTM), el que será compactado mediante a lo menos 6 pasadas de rodillo o placa por punto;
- Se podrán proyectar estructuras permanentes sobre los rellenos estructurales controlados y reforzados, la capacidad de sopor y asentamientos serán definidos por los proveedores de esta tecnología, aun así se puede considerar una capacidad de soporte en esta configuración de 2.0 kg/cm²;

5.2.2.14 TALUDES DE EXCAVACIÓN Y RELLENO

Una vez materializadas las obras, los taludes de relleno sin ningún tipo de refuerzo tendrán una pendiente máxima de $1.5 : 1.0 = H : V$.

Inicialmente, los taludes de excavación tendrán una pendiente máxima de 35° respecto de la horizontal y se deberá verificar en terreno para cada caso las condiciones in situ para modificar esta condición.

5.2.2.15 MATERIAL ENROCADO

Las especificaciones del material de enrocado corresponden a las mismas vistas en la sección 5.1.2.14 del presente documento.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

5.2.3 Prediseño

5.2.3.1 PILOTES DE ACERO

5.2.3.1.1 Ficha mínima y profundidad de hinca

En las siguientes tablas, se observan las capacidades de soporte admisible estática y sísmica para diferentes diámetros, espesores y largos de pilotes, para cada modelo estratigráfico.

En el anexo 3.2 (c) se entregan las planillas de cálculo para los resultados resumidos a continuación.

La capacidad de carga solicitada para el proyecto, 7 Ton en compresión, 2 Ton en tracción (Considerando el pilote relleno con hormigón) y 2 ton en sentido original, se alcanza para diferentes niveles de ficha, dependiendo del diámetro y espesor del pilote.

Tabla 5-30. Capacidad de Carga Vertical en compresión Pilotes Sondajes 1 y 3 Caso Estático

φl	40												
c1	0	c2	0										
Nc	75,25	sc =	1,851827										
Nq	64,1	sq =	1,642788										
Ny	79,4	sy =	0,6										
yp	1,1												
yf	1,1												
y	7,85	t/m3											
FS est	2,5												
No aportante	6,0	m											
y1	1,1												



CARAHUE SONDAJE 1 y 3 CASO ESTÁTICO												
Característica Pilote					dc	Capacidad Punta Qp (ton)	Capacidad Fuste Qf (ton)	p.p.pilote (ton)	Fuste negativo F (ton)	Capacidad Admisible Estática Pad (ton)	Resistencia Tracción Admisible Est Tad (ton)	Resistencia Tracción Pilote con hormigón Admisible Est Tad (ton)
Diámetro (")	espesor (mm)	L1	L2	L libre								
Pilote φ 6" espesor = 8 mm												
6	8	6	8	2,5	1,60	2,83	4,18	0,30	0,00	2,50	1,13	1,43
6	8	6	10	2,5	1,61	5,65	9,55	0,36	0,00	5,72	2,27	2,62
6	8	6	12	2,5	1,62	8,47	16,11	0,41	0,00	9,42	3,63	4,04
6	8	6	14	2,5	1,62	11,30	23,86	0,47	0,00	13,59	5,24	5,71
6	8	6	16	2,5	1,62	14,12	32,81	0,53	0,00	18,25	7,09	7,61
6	8	6	18	2,5	1,62	16,94	42,95	0,58	0,00	23,38	9,17	9,75
6	8	6	20	2,5	1,62	19,77	54,29	0,64	0,00	28,98	11,50	12,13
Pilote φ 6" espesor = 10 mm												
6	10	6	8	2,5	1,60	2,83	4,18	0,37	0,00	2,43	1,20	1,48
6	10	6	10	2,5	1,61	5,65	9,55	0,44	0,00	5,64	2,35	2,68
6	10	6	12	2,5	1,62	8,47	16,11	0,51	0,00	9,32	3,73	4,11
6	10	6	14	2,5	1,62	11,30	23,86	0,58	0,00	13,48	5,35	5,79
6	10	6	16	2,5	1,62	14,12	32,81	0,65	0,00	18,12	7,21	7,70
6	10	6	18	2,5	1,62	16,94	42,95	0,72	0,00	23,24	9,31	9,85
6	10	6	20	2,5	1,62	19,77	54,29	0,79	0,00	28,83	11,65	12,24

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

CARAHUE SONDAJE 1 y 3 CASO ESTÁTICO												
Característica Pilote					dc	Capacidad Punta	Capacidad Fuste	p.p.pilote	Fuste negativo F	Capacidad Admisible	Resistencia Tracción Admisible Est	Resistencia Tracción Pilote con hormigón Admisible Est
Diámetro (")	espesor (mm)	L1	L2	L libre		Qp (ton)	Qf (ton)	(ton)	(ton)	Estática P _{ad} (ton)	T _{ad} (ton)	T _{ad} (ton)
Pilote φ 8" espesor = 8 mm												
8	8	6	8	2,5	1,59	5,02	5,57	0,40	0,00	3,83	1,52	2,07
8	8	6	10	2,5	1,61	10,04	12,73	0,48	0,00	8,63	3,03	3,69
8	8	6	12	2,5	1,61	15,06	21,48	0,56	0,00	14,06	4,85	5,62
8	8	6	14	2,5	1,62	20,08	31,82	0,64	0,00	20,13	7,00	7,87
8	8	6	16	2,5	1,62	25,10	43,75	0,71	0,00	26,83	9,46	10,44
8	8	6	18	2,5	1,62	30,12	57,27	0,79	0,00	34,17	12,24	13,33
8	8	6	20	2,5	1,62	35,14	72,39	0,87	0,00	42,15	15,34	16,53
Pilote φ 8" espesor = 12 mm												
8	12	6	8	2,5	1,59	5,02	5,57	0,59	0,00	3,64	1,71	2,22
8	12	6	10	2,5	1,61	10,04	12,73	0,71	0,00	8,40	3,25	3,86
8	12	6	12	2,5	1,61	15,06	21,48	0,82	0,00	13,80	5,12	5,82
8	12	6	14	2,5	1,62	20,08	31,82	0,93	0,00	19,83	7,30	8,10
8	12	6	16	2,5	1,62	25,10	43,75	1,05	0,00	26,49	9,80	10,69
8	12	6	18	2,5	1,62	30,12	57,27	1,16	0,00	33,80	12,61	13,61
8	12	6	20	2,5	1,62	35,14	72,39	1,27	0,00	41,74	15,75	16,84
Pilote φ 10" espesor = 10 mm												
10	9	6	8	2,5	1,58	7,85	6,96	0,57	0,00	5,35	1,96	2,84
10	9	6	10	2,5	1,60	15,70	15,91	0,68	0,00	11,96	3,86	4,91
10	9	6	12	2,5	1,61	23,54	26,85	0,79	0,00	19,37	6,16	7,38
10	9	6	14	2,5	1,62	31,38	39,77	0,90	0,00	27,57	8,85	10,24
10	9	6	16	2,5	1,62	39,23	54,69	1,01	0,00	36,56	11,94	13,50
10	9	6	18	2,5	1,62	47,07	71,59	1,11	0,00	46,35	15,43	17,15
10	9	6	20	2,5	1,62	54,91	90,48	1,22	0,00	56,94	19,32	21,21
Pilote φ 10" espesor = 12 mm												
10	12	6	8	2,5	1,58	7,85	6,96	0,75	0,00	5,17	2,14	2,98
10	12	6	10	2,5	1,60	15,70	15,91	0,90	0,00	11,75	4,08	5,07
10	12	6	12	2,5	1,61	23,54	26,85	1,04	0,00	19,12	6,41	7,56
10	12	6	14	2,5	1,62	31,38	39,77	1,18	0,00	27,28	9,14	10,45
10	12	6	16	2,5	1,62	39,23	54,69	1,32	0,00	36,24	12,26	13,74
10	12	6	18	2,5	1,62	47,07	71,59	1,47	0,00	46,00	15,79	17,42
10	12	6	20	2,5	1,62	54,91	90,48	1,61	0,00	56,55	19,71	21,50
Pilote φ 12" espesor = 9 mm												
12	12	6	8	2,5	1,57	11,31	8,35	0,91	0,00	6,96	2,58	3,83
12	12	6	10	2,5	1,60	22,61	19,09	1,08	0,00	15,60	4,90	6,39
12	12	6	12	2,5	1,61	33,90	32,22	1,26	0,00	25,19	7,70	9,42
12	12	6	14	2,5	1,61	45,19	47,73	1,43	0,00	35,74	10,98	12,94
12	12	6	16	2,5	1,62	56,49	65,62	1,60	0,00	47,24	14,73	16,93
12	12	6	18	2,5	1,62	67,78	85,91	1,78	0,00	59,70	18,96	21,40
12	12	6	20	2,5	1,62	79,08	108,58	1,95	0,00	73,11	23,67	26,34
Pilote φ 12" espesor = 14 mm												
12	14	6	8	2,5	1,57	11,31	8,35	1,05	0,00	6,81	2,72	3,94
12	14	6	10	2,5	1,60	22,61	19,09	1,26	0,00	15,42	5,07	6,52
12	14	6	12	2,5	1,61	33,90	32,22	1,46	0,00	24,99	7,90	9,57
12	14	6	14	2,5	1,61	45,19	47,73	1,66	0,00	35,51	11,20	13,11
12	14	6	16	2,5	1,62	56,49	65,62	1,86	0,00	46,99	14,98	17,12
12	14	6	18	2,5	1,62	67,78	85,91	2,06	0,00	59,42	19,24	21,61
12	14	6	20	2,5	1,62	79,08	108,58	2,26	0,00	72,80	23,97	26,57

L1: longitud de pilote enterrada en suelo no resistente (licuable u otro)

L2: longitud de pilote enterrada en suelo (resistente y no resistente)

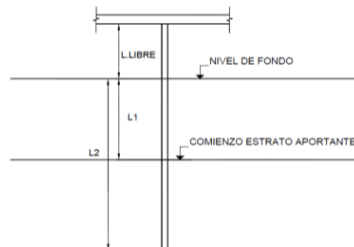
L libre: Longitud de pilote sobre nivel de fondo (no hincado)

* Conservadoramente, se considera 80% del largo total del pilote relleno con hormigón. Sin embargo, constructivamente deberá llenarse por completo.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
 Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 5-31: Capacidad de Carga Vertical en compresión Pilotes Sondajes 1 y 3 Caso Sísmico

φ1	40		
c1	0	c2	0
Nc	75,25	sc =	1,851827
Nq	64,1	sq =	1,642788
Ny	79,4	sy =	0,6
yp	1,1		
yf	1,1		
y	7,85	t/m3	
FS sis	2		
No aportante	6,0	m	* Fango
y1	1,1		



CARAHUE SONDAJE 1 y 3 CASO SÍSMICO												
Característica Pilote					dc	Capacidad Punta	Capacidad Fuste	p.p.pilote	Fuste negativo	Capacidad Admisible	Resistencia Tracción	Resistencia Tracción
Diámetro (")	espesor (mm)	L1	L2	L libre		Qp (ton)	Qf (ton)	(ton)	F (ton)	Sísmico P _{ad} (ton)	Admisible Sis T _{ad} (ton)	Pilote con hormigón Admisible Sis T _{ad} (ton)
Pilote φ 6" espesor = 8 mm												
6	8	6	8	2,5	1,60	2,83	4,18	0,30	0,00	3,20	1,34	1,64
6	8	6	10	2,5	1,61	5,65	9,55	0,36	0,00	7,24	2,74	3,09
6	8	6	12	2,5	1,62	8,47	16,11	0,41	0,00	11,88	4,44	4,85
6	8	6	14	2,5	1,62	11,30	23,86	0,47	0,00	17,11	6,44	6,90
6	8	6	16	2,5	1,62	14,12	32,81	0,53	0,00	22,94	8,73	9,25
6	8	6	18	2,5	1,62	16,94	42,95	0,58	0,00	29,37	11,32	11,90
6	8	6	20	2,5	1,62	19,77	54,29	0,64	0,00	36,39	14,21	14,84
Pilote φ 6" espesor = 10 mm												
6	10	6	8	2,5	1,60	2,83	4,18	0,37	0,00	3,13	1,41	1,69
6	10	6	10	2,5	1,61	5,65	9,55	0,44	0,00	7,16	2,83	3,16
6	10	6	12	2,5	1,62	8,47	16,11	0,51	0,00	11,78	4,54	4,92
6	10	6	14	2,5	1,62	11,30	23,86	0,58	0,00	17,00	6,55	6,98
6	10	6	16	2,5	1,62	14,12	32,81	0,65	0,00	22,82	8,85	9,34
6	10	6	18	2,5	1,62	16,94	42,95	0,72	0,00	29,23	11,46	12,00
6	10	6	20	2,5	1,62	19,77	54,29	0,79	0,00	36,24	14,36	14,96
Pilote φ 8" espesor = 8 mm												
8	8	6	8	2,5	1,59	5,02	5,57	0,40	0,00	4,89	1,80	2,35
8	8	6	10	2,5	1,61	10,04	12,73	0,48	0,00	10,90	3,66	4,32
8	8	6	12	2,5	1,61	15,06	21,48	0,56	0,00	17,71	5,93	6,69
8	8	6	14	2,5	1,62	20,08	31,82	0,64	0,00	25,32	8,59	9,46
8	8	6	16	2,5	1,62	25,10	43,75	0,71	0,00	33,71	11,65	12,63
8	8	6	18	2,5	1,62	30,12	57,27	0,79	0,00	42,91	15,11	16,19
8	8	6	20	2,5	1,62	35,14	72,39	0,87	0,00	52,90	18,96	20,15
Pilote φ 8" espesor = 12 mm												
8	12	6	8	2,5	1,59	5,02	5,57	0,59	0,00	4,70	1,99	2,49
8	12	6	10	2,5	1,61	10,04	12,73	0,71	0,00	10,68	3,89	4,49
8	12	6	12	2,5	1,61	15,06	21,48	0,82	0,00	17,45	6,19	6,89
8	12	6	14	2,5	1,62	20,08	31,82	0,93	0,00	25,02	8,89	9,69
8	12	6	16	2,5	1,62	25,10	43,75	1,05	0,00	33,38	11,98	12,88
8	12	6	18	2,5	1,62	30,12	57,27	1,16	0,00	42,54	15,48	16,47
8	12	6	20	2,5	1,62	35,14	72,39	1,27	0,00	52,49	19,37	20,46
Pilote φ 10" espesor = 10 mm												
10	9	6	8	2,5	1,58	7,85	6,96	0,57	0,00	6,84	2,31	3,19
10	9	6	10	2,5	1,60	15,70	15,91	0,68	0,00	15,12	4,66	5,71
10	9	6	12	2,5	1,61	23,54	26,85	0,79	0,00	24,40	7,50	8,72
10	9	6	14	2,5	1,62	31,38	39,77	0,90	0,00	34,68	10,84	12,23
10	9	6	16	2,5	1,62	39,23	54,69	1,01	0,00	45,95	14,68	16,23
10	9	6	18	2,5	1,62	47,07	71,59	1,11	0,00	58,22	19,01	20,73
10	9	6	20	2,5	1,62	54,91	90,48	1,22	0,00	71,47	23,84	25,73
Pilote φ 10" espesor = 12 mm												
10	12	6	8	2,5	1,58	7,85	6,96	0,75	0,00	6,65	2,49	3,33
10	12	6	10	2,5	1,60	15,70	15,91	0,90	0,00	14,91	4,87	5,87
10	12	6	12	2,5	1,61	23,54	26,85	1,04	0,00	24,15	7,75	8,91
10	12	6	14	2,5	1,62	31,38	39,77	1,18	0,00	34,40	11,12	12,44
10	12	6	16	2,5	1,62	39,23	54,69	1,32	0,00	45,63	15,00	16,47
10	12	6	18	2,5	1,62	47,07	71,59	1,47	0,00	57,86	19,37	21,00
10	12	6	20	2,5	1,62	54,91	90,48	1,61	0,00	71,09	24,23	26,03

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

CARAHUE SONDAJE 1 y 3 CASO SÍSMICO												
Característica Pilote					dc	Capacidad Punta Qp (ton)	Capacidad Fuste Qf (ton)	p.p.pilote (ton)	Fuste negativo F (ton)	Capacidad Admisible P _{ad} (ton)	Resistencia Tracción Admisible Sis T _{ad} (ton)	Resistencia Tracción Pilote con Hormigón Admisible Sis T _{ad} (ton)
Diámetro (")	espesor (mm)	L1	L2	L libre								
Pilote φ 12" espesor = 9 mm												
12	12	6	8	2,5	1,57	11,31	8,35	0,91	0,00	8,92	3,00	4,25
12	12	6	10	2,5	1,60	22,61	19,09	1,08	0,00	19,77	5,86	7,34
12	12	6	12	2,5	1,61	33,90	32,22	1,26	0,00	31,80	9,31	11,03
12	12	6	14	2,5	1,61	45,19	47,73	1,43	0,00	45,03	13,36	15,32
12	12	6	16	2,5	1,62	56,49	65,62	1,60	0,00	59,45	18,01	20,21
12	12	6	18	2,5	1,62	67,78	85,91	1,78	0,00	75,07	23,25	25,69
12	12	6	20	2,5	1,62	79,08	108,58	1,95	0,00	91,88	29,09	31,77
Pilote φ 12" espesor = 14 mm												
12	14	6	8	2,5	1,57	11,31	8,35	1,05	0,00	8,78	3,14	4,36
12	14	6	10	2,5	1,60	22,61	19,09	1,26	0,00	19,59	6,03	7,47
12	14	6	12	2,5	1,61	33,90	32,22	1,46	0,00	31,60	9,51	11,19
12	14	6	14	2,5	1,61	45,19	47,73	1,66	0,00	44,80	13,59	15,49
12	14	6	16	2,5	1,62	56,49	65,62	1,86	0,00	59,20	18,26	20,40
12	14	6	18	2,5	1,62	67,78	85,91	2,06	0,00	74,79	23,54	25,90
12	14	6	20	2,5	1,62	79,08	108,58	2,26	0,00	91,57	29,40	32,00

L1: longitud de pilote enterrada en suelo no resistente (licuable u otro)

L2: longitud de pilote enterrada en suelo (resistente y no resistente)

L libre: Longitud de pilote sobre nivel de fondo (no hincado)

* Conservadoramente, se considera 80% del largo total del pilote relleno con hormigón. Sin embargo, constructivamente deberá llenarse por completo.

Tabla 5-32: Capacidad de Carga Vertical en compresión Pilotes Sonda 2 Caso Estático

ϕ l	40
c1	0
Nc	75,25
Nq	64,1
Ny	79,4
yp	1,1
yf	1,1
y	7,85
FS est	2,5
No aportante	10,0
y1	1,1

* Fango



CARAHUE SONDAJE 2 CASO ESTÁTICO												
Característica Pilote					dc	Capacidad Punta	Capacidad Fuste	p.p.pilote	Fuste negativo F	Capacidad Admisible	Resistencia Tracción	Resistencia Tracción
Diámetro (")	espesor (mm)	L1	L2	L libre		Qp (ton)	Qf (ton)	(ton)	(ton)	Estática P _{ad} (ton)	Admisible Est T _{ad} (ton)	Pilote con Hormigón Admisible Est T _{ad} (ton)
Pilote φ 6" espesor = 8 mm												
6	8	10	12,5	0	1,60	5,65	8,39	0,36	4,19	1,07	2,03	2,38
6	8	10	15	2,5	1,62	11,30	18,64	0,50	4,19	7,29	4,23	4,72
6	8	10	17,5	2,5	1,62	16,95	30,76	0,57	4,19	14,32	6,72	7,28
6	8	10	20	2,5	1,62	22,59	44,74	0,64	4,19	22,10	9,59	10,22
6	8	10	22,5	2,5	1,62	28,24	60,59	0,71	4,19	30,63	12,83	13,53
6	8	10	25	2,5	1,62	33,89	78,30	0,78	4,19	39,90	16,44	17,22
6	8	10	27,5	2,5	1,62	39,53	97,88	0,85	4,19	49,92	20,43	21,27
Pilote φ 6" espesor = 10 mm												
6	10	10	12,5	2,5	1,60	5,65	8,39	0,53	4,19	0,90	2,20	2,60
6	10	10	15	2,5	1,62	11,30	18,64	0,61	4,19	7,17	4,34	4,81
6	10	10	17,5	2,5	1,62	16,95	30,76	0,70	4,19	14,19	6,85	7,38
6	10	10	20	2,5	1,62	22,59	44,74	0,79	4,19	21,95	9,74	10,33
6	10	10	22,5	2,5	1,62	28,24	60,59	0,88	4,19	30,46	13,00	13,66
6	10	10	25	2,5	1,62	33,89	78,30	0,97	4,19	39,72	16,63	17,35
6	10	10	27,5	2,5	1,62	39,53	97,88	1,05	4,19	49,72	20,63	21,42

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

CARAHUE SONDAJE 2 CASO ESTÁTICO												
Característica Pilote					dc	Capacidad Punta	Capacidad Fuste	p.p.pilote	Fuste negativo F	Capacidad Admisible	Resistencia Tracción Admisible Est	Resistencia Tracción Pilote con hormigón Admisible Est
Diámetro (")	espesor (mm)	L1	L2	L libre		Qp (ton)	Qf (ton)	(ton)	(ton)	Estática P _{ad} (ton)	T _{ad} (ton)	T _{ad} (ton)
Pilote φ 8" espesor = 8 mm												
8	8	10	12,5	0	1,60	10,05	11,19	0,48	5,59	2,42	2,72	3,38
8	8	10	15	2,5	1,61	20,09	24,86	0,67	5,59	11,72	5,65	6,57
8	8	10	17,5	2,5	1,62	30,13	41,02	0,77	5,59	22,10	8,97	10,03
8	8	10	20	2,5	1,62	40,17	59,66	0,87	5,59	33,48	12,80	13,99
8	8	10	22,5	2,5	1,62	50,21	80,79	0,96	5,59	45,85	17,12	18,44
8	8	10	25	2,5	1,62	60,25	104,40	1,06	5,59	59,21	21,94	23,39
8	8	10	27,5	2,5	1,62	70,29	130,50	1,16	5,59	73,57	27,26	28,84
Pilote φ 8" espesor = 12 mm												
8	12	10	12,5	2,5	1,60	10,05	11,19	0,85	5,59	2,06	3,09	3,81
8	12	10	15	2,5	1,61	20,09	24,86	0,99	5,59	11,40	5,96	6,81
8	12	10	17,5	2,5	1,62	30,13	41,02	1,13	5,59	21,74	9,33	10,30
8	12	10	20	2,5	1,62	40,17	59,66	1,27	5,59	33,07	13,20	14,29
8	12	10	22,5	2,5	1,62	50,21	80,79	1,41	5,59	45,40	17,57	18,78
8	12	10	25	2,5	1,62	60,25	104,40	1,56	5,59	58,72	22,44	23,77
8	12	10	27,5	2,5	1,62	70,29	130,50	1,70	5,59	73,03	27,80	29,25
Pilote φ 10" espesor = 10 mm												
10	9	10	12,5	2,5	1,59	15,70	13,98	0,82	6,99	4,07	3,61	4,87
10	9	10	15	2,5	1,61	31,39	31,07	0,95	6,99	17,05	7,17	8,64
10	9	10	17,5	2,5	1,61	47,08	51,27	1,09	6,99	31,27	11,34	13,02
10	9	10	20	2,5	1,62	62,76	74,57	1,22	6,99	46,73	16,14	18,03
10	9	10	22,5	2,5	1,62	78,45	100,99	1,36	6,99	63,43	21,56	23,66
10	9	10	25	2,5	1,62	94,14	130,50	1,50	6,99	81,38	27,60	29,91
10	9	10	27,5	2,5	1,62	109,82	163,13	1,63	6,99	100,57	34,26	36,78
Pilote φ 10" espesor = 12 mm												
10	12	10	12,5	2,5	1,59	15,70	13,98	1,07	6,99	3,81	3,87	5,07
10	12	10	15	2,5	1,61	31,39	31,07	1,25	6,99	16,75	7,47	8,86
10	12	10	17,5	2,5	1,61	47,08	51,27	1,43	6,99	30,92	11,69	13,28
10	12	10	20	2,5	1,62	62,76	74,57	1,61	6,99	46,34	16,53	18,32
10	12	10	22,5	2,5	1,62	78,45	100,99	1,79	6,99	63,00	21,99	23,98
10	12	10	25	2,5	1,62	94,14	130,50	1,97	6,99	80,90	28,07	30,26
10	12	10	27,5	2,5	1,62	109,82	163,13	2,15	6,99	100,05	34,77	37,17
Pilote φ 12" espesor = 9 mm												
12	12	10	12,5	2,5	1,58	22,62	16,78	1,30	8,38	6,08	4,66	6,44
12	12	10	15	2,5	1,60	45,20	37,29	1,52	8,38	23,10	8,97	11,05
12	12	10	17,5	2,5	1,61	67,79	61,52	1,73	8,38	41,61	14,04	16,42
12	12	10	20	2,5	1,62	90,38	89,49	1,95	8,38	61,62	19,85	22,52
12	12	10	22,5	2,5	1,62	112,97	121,18	2,17	8,38	83,11	26,40	29,38
12	12	10	25	2,5	1,62	135,56	156,60	2,38	8,38	106,10	33,70	36,97
12	12	10	27,5	2,5	1,62	158,15	195,76	2,60	8,38	130,58	41,75	45,32
Pilote φ 12" espesor = 14 mm												
12	14	10	12,5	2,5	1,58	22,62	16,78	1,51	8,38	5,87	4,86	6,59
12	14	10	15	2,5	1,60	45,20	37,29	1,76	8,38	22,86	9,21	11,24
12	14	10	17,5	2,5	1,61	67,79	61,52	2,01	8,38	41,34	14,31	16,62
12	14	10	20	2,5	1,62	90,38	89,49	2,26	8,38	61,31	20,16	22,76
12	14	10	22,5	2,5	1,62	112,97	121,18	2,51	8,38	82,77	26,75	29,63
12	14	10	25	2,5	1,62	135,56	156,60	2,76	8,38	105,72	34,08	37,26
12	14	10	27,5	2,5	1,62	158,15	195,76	3,01	8,38	130,17	42,16	45,63

L1: longitud de pilote enterrada en suelo no resistente (licuable u otro)

L2: longitud de pilote enterrada en suelo (resistente y no resistente)

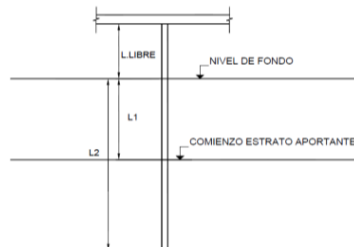
L libre: Longitud de pilote sobre nivel de fondo (no hincado)

* Conservadoramente, se considera 80% del largo total del pilote relleno con hormigón. Sin embargo, constructivamente deberá llenarse por completo.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
 Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 5-33: Capacidad de Carga Vertical en compresión Pilotes Sondaje 2 Caso Sísmico

φ1	40		
c1	0	c2	0
Nc	75,25	sc =	1,851827
Nq	64,1	sq =	1,642788
Ny	79,4	sy =	0,6
yp	1,1		
yf	1,1		
y	7,85	t/m3	
FS sis	2		
No aportante	10,0	m	* Fango
y1	1,1		



CARAHUE SONDAJE 2 CASO SISMICO												
Característica Pilote					dc	Capacidad Punta	Capacidad Fuste	p.p.pilote	Fuste negativo F	Capacidad Admisible	Resistencia Tracción Admisible Sis	Resistencia Tracción Pilote con hormigón Admisible Sis
Diámetro (")	espesor (mm)	L1	L2	L libre		Qp (ton)	Qf (ton)	(ton)	(ton)	Sísmico P _{ad} (ton)	T _{ad} (ton)	T _{ad} (ton)
Pilote φ 6" espesor = 8 mm												
6	8	10	12,5	0	1,60	5,65	8,39	0,36	4,19	2,47	2,45	2,80
6	8	10	15	2,5	1,62	11,30	18,64	0,50	4,19	10,28	5,16	5,65
6	8	10	17,5	2,5	1,62	16,95	30,76	0,57	4,19	19,09	8,26	8,82
6	8	10	20	2,5	1,62	22,59	44,74	0,64	4,19	28,84	11,83	12,46
6	8	10	22,5	2,5	1,62	28,24	60,59	0,71	4,19	39,51	15,86	16,56
6	8	10	25	2,5	1,62	33,89	78,30	0,78	4,19	51,12	20,36	21,13
6	8	10	27,5	2,5	1,62	39,53	97,88	0,85	4,19	63,66	25,32	26,17
Pilote φ 6" espesor = 10 mm												
6	10	10	12,5	2,5	1,60	5,65	8,39	0,53	4,19	2,30	2,62	3,02
6	10	10	15	2,5	1,62	11,30	18,64	0,61	4,19	10,17	5,28	5,74
6	10	10	17,5	2,5	1,62	16,95	30,76	0,70	4,19	18,96	8,39	8,92
6	10	10	20	2,5	1,62	22,59	44,74	0,79	4,19	28,69	11,98	12,57
6	10	10	22,5	2,5	1,62	28,24	60,59	0,88	4,19	39,35	16,03	16,69
6	10	10	25	2,5	1,62	33,89	78,30	0,97	4,19	50,94	20,54	21,27
6	10	10	27,5	2,5	1,62	39,53	97,88	1,05	4,19	63,46	25,52	26,32
Pilote φ 8" espesor = 8 mm												
8	8	10	12,5	0	1,60	10,05	11,19	0,48	5,59	4,55	3,28	3,94
8	8	10	15	2,5	1,61	20,09	24,86	0,67	5,59	16,21	6,89	7,81
8	8	10	17,5	2,5	1,62	30,13	41,02	0,77	5,59	29,21	11,02	12,08
8	8	10	20	2,5	1,62	40,17	59,66	0,87	5,59	43,46	15,78	16,97
8	8	10	22,5	2,5	1,62	50,21	80,79	0,96	5,59	58,95	21,16	22,48
8	8	10	25	2,5	1,62	60,25	104,40	1,06	5,59	75,68	27,16	28,61
8	8	10	27,5	2,5	1,62	70,29	130,50	1,16	5,59	93,65	33,78	35,37
Pilote φ 8" espesor = 12 mm												
8	12	10	12,5	2,5	1,60	10,05	11,19	0,85	5,59	4,18	3,65	4,37
8	12	10	15	2,5	1,61	20,09	24,86	0,99	5,59	15,89	7,20	8,05
8	12	10	17,5	2,5	1,62	30,13	41,02	1,13	5,59	28,85	11,39	12,35
8	12	10	20	2,5	1,62	40,17	59,66	1,27	5,59	43,05	16,19	17,28
8	12	10	22,5	2,5	1,62	50,21	80,79	1,41	5,59	58,49	21,61	22,82
8	12	10	25	2,5	1,62	60,25	104,40	1,56	5,59	75,18	27,66	28,99
8	12	10	27,5	2,5	1,62	70,29	130,50	1,70	5,59	93,11	34,32	35,78
Pilote φ 10" espesor = 10 mm												
10	9	10	12,5	2,5	1,59	15,70	13,98	0,82	6,99	7,04	4,31	5,57
10	9	10	15	2,5	1,61	31,39	31,07	0,95	6,99	23,29	8,72	10,19
10	9	10	17,5	2,5	1,61	47,08	51,27	1,09	6,99	41,10	13,90	15,58
10	9	10	20	2,5	1,62	62,76	74,57	1,22	6,99	60,46	19,87	21,76
10	9	10	22,5	2,5	1,62	78,45	100,99	1,36	6,99	81,37	26,61	28,71
10	9	10	25	2,5	1,62	94,14	130,50	1,50	6,99	103,84	34,12	36,43
10	9	10	27,5	2,5	1,62	109,82	163,13	1,63	6,99	127,86	42,41	44,93
Pilote φ 10" espesor = 12 mm												
10	12	10	12,5	2,5	1,59	15,70	13,98	1,07	6,99	6,78	4,57	5,77
10	12	10	15	2,5	1,61	31,39	31,07	1,25	6,99	22,99	9,02	10,42
10	12	10	17,5	2,5	1,61	47,08	51,27	1,43	6,99	40,76	14,25	15,85
10	12	10	20	2,5	1,62	62,76	74,57	1,61	6,99	60,07	20,25	22,05
10	12	10	22,5	2,5	1,62	78,45	100,99	1,79	6,99	80,94	27,04	29,03
10	12	10	25	2,5	1,62	94,14	130,50	1,97	6,99	103,37	34,60	36,79
10	12	10	27,5	2,5	1,62	109,82	163,13	2,15	6,99	127,34	42,93	45,32

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

CARAHUE SONDAJE 2 CASO SISMICO												
Característica Pilote					dc	Capacidad Punta Qp (ton)	Capacidad Fuste Qf (ton)	p.p.pilote (ton)	Fuste negativo F (ton)	Capacidad Admisible P _{ad} (ton)	Resistencia Tracción Admisible Sis T _{ad} (ton)	Resistencia Tracción Pilote con hormigón Admisible Sis T _{ad} (ton)
Diámetro (")	espesor (mm)	L1	L2	L libre								
Pilote φ 12" espesor = 9 mm												
12	12	10	12,5	2,5	1,58	22,62	16,78	1,30	8,38	10,02	5,49	7,28
12	12	10	15	2,5	1,60	45,20	37,29	1,52	8,38	31,35	10,84	12,92
12	12	10	17,5	2,5	1,61	67,79	61,52	1,73	8,38	54,54	17,11	19,49
12	12	10	20	2,5	1,62	90,38	89,49	1,95	8,38	79,60	24,32	27,00
12	12	10	22,5	2,5	1,62	112,97	121,18	2,17	8,38	106,53	32,46	35,43
12	12	10	25	2,5	1,62	135,56	156,60	2,38	8,38	135,32	41,53	44,80
12	12	10	27,5	2,5	1,62	158,15	195,76	2,60	8,38	165,97	51,54	55,11
Pilote φ 12" espesor = 14 mm												
12	14	10	12,5	2,5	1,58	22,62	16,78	1,51	8,38	9,81	5,70	7,43
12	14	10	15	2,5	1,60	45,20	37,29	1,76	8,38	31,11	11,08	13,10
12	14	10	17,5	2,5	1,61	67,79	61,52	2,01	8,38	54,27	17,39	19,70
12	14	10	20	2,5	1,62	90,38	89,49	2,26	8,38	79,29	24,63	27,23
12	14	10	22,5	2,5	1,62	112,97	121,18	2,51	8,38	106,19	32,81	35,69
12	14	10	25	2,5	1,62	135,56	156,60	2,76	8,38	134,94	41,91	45,09
12	14	10	27,5	2,5	1,62	158,15	195,76	3,01	8,38	165,56	51,95	55,42

L1: longitud de pilote enterrada en suelo no resistente (licuable u otro)

L2: longitud de pilote enterrada en suelo (resistente y no resistente)

L libre: Longitud de pilote sobre nivel de fondo (no hincado)

* Conservadoramente, se considera 80% del largo total del pilote relleno con hormigón. Sin embargo, constructivamente deberá llenarse por completo.

- Para valores intermedios en la geometría de los pilotes se podrá interpolar linealmente;
- El valor del ángulo de fricción ϕ , es para el fuste y la punta.

5.2.3.1.2 Rechazos

Para obtener los rechazos mínimos y máximos, se analizaron pilotes de idénticos diámetros, espesores y largos detallados en las tablas anteriores. Para ello, se ha utilizado martinete tipo D12 o D25, en tercera marcha. En el anexo 3.2 (c) se incluyen las planillas de cálculo para el cálculo de los rechazos detallados a continuación:

Tabla 5-34: Rechazo máximo y mínimo

Tabla resumen rechazo mínimo y máximo Pilotes Carahue				
Diámetro (")	espesor (mm)	Largo (m)	Rechazo mínimo n ° golpes cada 10 cm	Rechazo máximo n ° golpes cada 10 cm
Pilote ϕ 8" espesor = 8 mm				
8	8	12,5	2	9
8	8	22,5	3	18
Pilote ϕ 10" espesor = 12 mm				
10	12	12,5	3	35
10	12	22,5	3	13
Pilote ϕ 12" espesor = 14 mm				
12	14	12,5	5	50
12	14	22,5	5	35

A continuación, y a modo de ejemplo, se detalla el cálculo para los rechazos mínimos y máximos, para pilote de 12" con espesor de 14 mm.

Los valores marcados con rojo en la tabla anterior, corresponden a aquellos pilotes que debido a su longitud y dimensiones deberán utilizar un martinete de mayor dimensión (D25-32 o equivalente).

No obstante lo anterior, dichos pilotes podrán hincarse con el martinete tipo D12 y requerirán un cambio de martinete en su tramo final, para cumplir la exigencia de $1 < R/Pp < 3$. Para el pilote de 10" se sugiere el cambio de martinete a los 17 metros y, para el pilote de 12", a los 12.5 metros de longitud total.

Imagen 5-36: Cálculo rechazo mínimo y máximo

Verificación Martinetes y rechazo - Carahue																																			
Características de Pilote																																			
Diámetro pilote (De)	:	12	in =	304,8	mm																														
Espesor de pilote (e)	:	14	mm																																
Diámetro interior de pilote (Di)	:	276,8	mm																																
Área de pilote (A)	:	127,90	cm ²																																
Largo total del pilote (L)	:	22,50	m																																
Peso propio del pilote (qp)	:	100,40	Kgf/m																																
Peso total del pilote (Pp)	:	2,26	tonf																																
Características martinete																																			
Se considerará martinete tipo D25 o similar																																			
<table> <tr> <th colspan="3">Technische Daten / Technical Data</th><th>D19-42</th><th>D25-32</th><th>D30-32</th></tr> <tr> <td>Schlaggewicht (Kolben)</td><td>Impact weight (piston)</td><td>kg</td><td>1820</td><td>2500</td><td>3000</td></tr> <tr> <td>Energie pro Schlag</td><td>Energy per blow</td><td>kNm</td><td>66-29</td><td>90-40</td><td>103-48</td></tr> <tr> <td>Schlagzahl</td><td>Number of blows</td><td>min-1</td><td>35-52</td><td>35-52</td><td>36-52</td></tr> <tr> <td>Geeignet zum Einrammen von Rammgut (abhängig von Boden und Rammgut)</td><td>Suitable for driving piles (depending on soil and pile)</td><td>kg</td><td>1100-8000</td><td>1600-7500</td><td>2000-9000</td></tr> </table>						Technische Daten / Technical Data			D19-42	D25-32	D30-32	Schlaggewicht (Kolben)	Impact weight (piston)	kg	1820	2500	3000	Energie pro Schlag	Energy per blow	kNm	66-29	90-40	103-48	Schlagzahl	Number of blows	min-1	35-52	35-52	36-52	Geeignet zum Einrammen von Rammgut (abhängig von Boden und Rammgut)	Suitable for driving piles (depending on soil and pile)	kg	1100-8000	1600-7500	2000-9000
Technische Daten / Technical Data			D19-42	D25-32	D30-32																														
Schlaggewicht (Kolben)	Impact weight (piston)	kg	1820	2500	3000																														
Energie pro Schlag	Energy per blow	kNm	66-29	90-40	103-48																														
Schlagzahl	Number of blows	min-1	35-52	35-52	36-52																														
Geeignet zum Einrammen von Rammgut (abhängig von Boden und Rammgut)	Suitable for driving piles (depending on soil and pile)	kg	1100-8000	1600-7500	2000-9000																														
Energía de diseño (E)	:	40,00	kN x m =	4,077	tonf x m																														

Technische Daten / Technical Data

			D19-42	D25-32	D30-32
Schlaggewicht (Kolben)	Impact weight (piston)	kg	1820	2500	3000
Energie pro Schlag	Energy per blow	kNm	66-29	90-40	103-48
Schlagzahl	Number of blows	min-1	35-52	35-52	36-52
Geeignet zum Einrammen von Rammgut (abhängig von Boden und Rammgut)	Suitable for driving piles (depending on soil and pile)	kg	1100-6000	1600-7500	2000-9000

Peso del pistón (R) : 2,50 tonf

Peso pilote y sufridera (Q) : 2,56 tonf = 2559,043 Kgf

Verificación elección de martinete

$$1 < (R/Pp) = 1,11 < 3$$

Cálculo Capacidades últimas y admisibles

Energía por golpe (mkg) : 4077,47

Peso del pistón (kg) : 2500,00

Peso propio pilote y sufridera (kg) : 2559,04

Largo total del pilote (m) : 22,50

Capacidad última de compresión

$$W_u(s_{mm}) := \frac{E_{mkg} \cdot R_{kg}}{(s_{mm} + 0.3 \cdot L_m) \cdot (R_{kg} + Q_{kg})}$$

Capacidad Admisible de Compresión

Factor de seguridad : 2,50

$$W_{ad}(s_{mm}) := \frac{W_u(s_{mm})}{FS}$$

Definición de Rechazos

a) Rechazo mínimo

Se tiene como carga máxima del pilote : $P_{max} = 7 \text{ tonf}$

Para lo cual se requiere una penetración máxima de $s_{max} = 25 \text{ mm}$

Con lo que se verifica

$$W_{ad} \left(\frac{s_{max}}{mm} \right) \cdot (\text{tonf}) : = 25,385 \text{ tonf} > P_{max} = 7 \text{ tonf} \quad \text{Ok}$$

Lo que significa

$$N_{min} = S_{max}^{-1} = 4,000 \cdot 1/10 \text{ cm}$$

Es decir, se requieren 5 golpes / 10 cm como rechazo mínimo

b) Rechazo máximo

Durante la hinca, no se debe sobrepasar la capacidad del pilote, que para esta condición se considera como el 75% de la capacidad de la sección, es decir:

La fluencia del acero es : 2400 Kg/cm^2

La capacidad del pilote es : $C_{pilote} = 230,22 \text{ Tonf}$

Por lo cual se tiene una penetración mínima de $s_{min} = 3 \text{ mm}$

Con lo que se verifica

$$W_u \left(\frac{s_{min}}{mm} \right) \cdot (\text{tonf}) = 206,661 \text{ tonf} < C_{pilote} = 230,22 \text{ tonf} \quad \text{Ok}$$

Lo que significa

$$N_{máx} = S_{min}^{-1} = 33 \cdot 1/10 \text{ cm}$$

Es decir, se requieren 35 golpes / 10 cm como rechazo máximo

5.2.3.1.3 Selección del martinete

5.2.3.1.3.1 Pilotes

La relación entre el peso del pistón del martinete y el peso del pilote deberá estar comprendida entre 1 y 3. Para el hincado de los pilotes se deberá utilizar un martinete del tipo D12-42 o D25-32 o equivalente en marcha 3 a 4, según lo indicado en el acápite anterior: Rechazos.

5.2.3.1.3.2 Pilote guía para tablestaca

La masa del martillo, de acción simple o doble, estará del orden de 0,5 a 1.0 veces la masa del pilote (Joseph E. Bowles, 5ª Ed, Pág.970);

Para el hincado, de las maestras/pilotes, se recomienda utilizar un martinete del tipo D12- 42 o similar en marcha 3 a 4;

5.2.3.1.4 Tipo de protección para la punta del pilote

Los pilotes deberán incluir un cabezal para el apoyo de la fundación.

Se considera protección para la punta del pilote compuesta por un tubo de acero que envuelva el pilote en la parte inferior del mismo. Dicho elemento deberá al menos tener el espesor del pilote hincado. Una alternativa es colocar en el extremo del pilote un zapato de hinca con una extensión del pilote de 50 cm de largo, con un espesor del doble del pilote diseñado. Lo anterior, de acuerdo a la siguiente imagen:

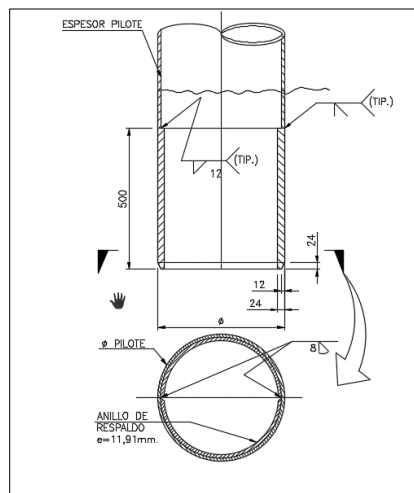


Imagen 5-37: Zapato de hinca

Como materiales de sufridera, se deberán utilizar combinaciones de discos de Micarta (o material equivalente), con discos de aluminio. El martinete deberá disponer de un cabezal de hinca apropiado para el empleo de ese tipo de sufridera. El estado de la sufridera deberá ser revisado regularmente y reemplazadas las planchas dañadas.

5.2.3.1.5 Cálculo de micropilotes

Opcionalmente, para tomar las tracciones se propone la instalación de micropilotes al interior de los pilotes tubulares. Para el diseño de los micropilotes sometidos a tracción se estima una resistencia al corte en la interface suelo-grouting $\tau = 200$ KPa, dadas las características del suelo natural por debajo de los 10 m de profundidad (fuste váido para el cálculo de micropilotes a compresión).

La longitud de cada elemento se define como

$$F = \alpha \frac{L \cdot \tau \cdot D \cdot \pi}{F.S}$$

Donde:

F = Fuerza en cada micropilote

α = eficiencia según longitud del micropilote ($\alpha = 0.750$)

τ = resistencia al corte interface suelo-grouting (20 ton/m²)

D = diámetro de la perforación para el micropilote 71 mm (91 mm corregido)

F.S. = Factor de Seguridad (1.5)

Inicialmente, se considera una longitud del micropilote en la arena de 5.0 m, por debajo de los 10 m de profundidad, por lo que se tiene:

$$F = 0.75 \frac{5 \cdot 20 \cdot 0.091 \cdot 1.2 \cdot \pi}{1.5} = 17.16 \text{ ton}$$

Adicionalmente, se requiere presión de inyección mínima de 4 bar, relación a/c = 0.7- 0.8. Se corrige el diámetro del bit de perforación en un 20% dado que el micropilote queda inserto en un estrato de arena con inyección a presión.

Si se quiere ajustar el valor de τ , se necesita de los resultados de a lo menos 2 pruebas de carga hasta alcanzar 2 veces la carga de trabajo proyectada o hasta la falla si se logra a una menor tensión. Los micropilotes a ensayar serán exclusivos para estos efectos, no pudiéndose utilizar elementos definitivos de proyecto.

Los micropilotes, antes del hormigonado de la zapata o fijación definitiva, serán sometidos a 1.3 veces la carga de trabajo y después de ello relajados, a la tensión de bloqueo, para materializar el empalmen micropilote-estructura.

Los Micropilotes podrán ser utilizados en el arriostamiento lateral de las tablestacas, colocados con una inclinación tal que penetren el estrato H-4 de arenisca, según se señala en el modelo estratigráfico.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
 Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 5-35. Características Barras MAI (Micropilotes)

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS	Unidad	R25	R32N	R32S	R38N	R51L	R51N	R76N	R76S
Diámetro exterior	mm	25	32	32	38	51	51	76	76
Diámetro interior	mm	14	18,5	15	19	36	33	51	45
Sección	mm ²	244	396	488	717	776	939	1835	2400
Carga de rotura	kN	200	280	360	500	550	800	1600	1900
Carga en límite elástico	kN	150	230	280	400	450	630	1200	1500
Resistencia a tracción	N/mm ²	805	720	740	700	690	840	880	790
Límite elástico	N/mm ²	660	560	570	540	580	670	660	630
Peso	kg/m	2,3	3,4	4,1	6	7	8,4	15	19,7
Longitudes estandar	m	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6

La Longitud mínima de penetración de los micropilotes en la arena densa será de 5.0 m, con un diámetro mínimo de perforación de 71 mm.

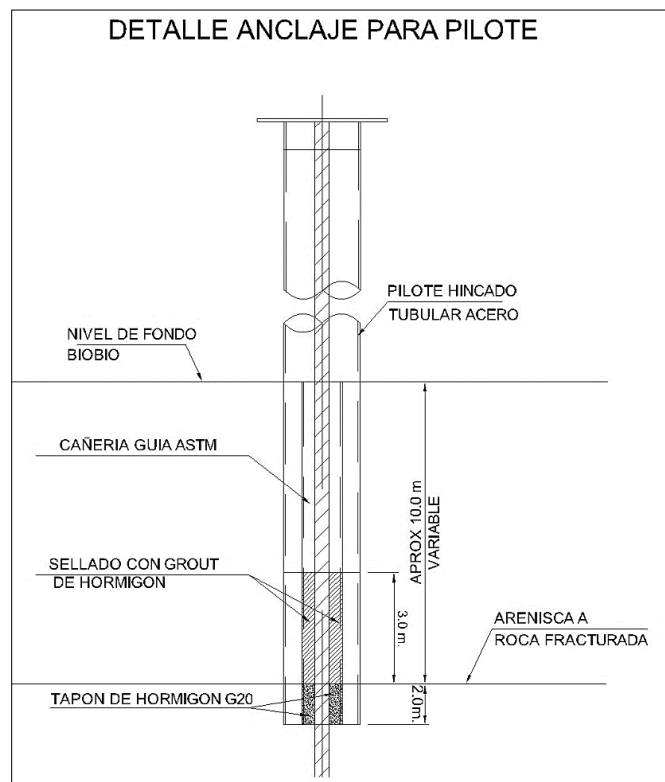


Imagen 5-38: Formato Tipo Micropilote en el interior de Pilotes

5.2.3.1.6 Capacidad de carga lateral y axial

Para la capacidad nominal de carga se realizaron las siguientes consideraciones y supuestos:

- Pilotes de 8, 10, y 12" con espesores variables de acuerdo a lo indicado en el cálculo de la capacidad de carga y rechazos.
- No se incluye espesor de corrosión.
- Para el caso del sondaje 1, 2 y 3, en el cálculo de la longitud de empotramiento equivalente, se considera $N = 50$, que es donde se genera el empotramiento equivalente para la condición estática y sísmica, despreciando los primeros 6 y 10 metros de aporte, según corresponde.
- Extremo superior libre. $K = 2$.

- **Longitud de empotramiento equivalente**

Para el cálculo de la longitud de empotramiento equivalente, se ha considerado las siguientes ecuaciones:

Pilote $\phi 8"$ e 8 mm		
N	50,0	Golpes
K_h	7,5	kg/cm ³
D_p	20,3	cm
e	0,8	cm
A_g	49,1	cm ²
I	2341,0	cm ⁴
β	0,009	1/cm
1/ β	105,8	cm
Empotramiento efectivo considerado:	110,0	cm

Ec. Consideradas	
$K_h = 0.15 * N$ $\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h * D_p}{4 * E * I}}$	
E	2040,0 t/cm ²

Donde:

N: Número de golpes corregido N1(60) en promedio, desde la superficie hasta, aproximadamente, el doble de la longitud de empotramiento equivalente.

$K_h : 0.15 \times N$

D_p : Diámetro de pilote

e: Espesor de pilote

A_g : Área de la sección

I : Inercia de la sección

En el anexo 3.2 (c) se detallan los cálculos para el cálculo de la longitud de empotramiento equivalente en cada caso.

Para el cálculo de las resistencias nominales, mostrado en las siguientes tablas, se han utilizado los estándares indicados en la especificación ANSI/AISC 360-10 : Construcciones en Acero. Estos valores son referenciales y deben ser verificados por el especialista estructural a cargo del diseño. En anexos se adjunta planilla de cálculo con la información entregada en las siguientes tablas.

Tabla 5-36. Resistencia Compresión y Flexión Pilotes Sondaje 1 y 3

CARAHUE SONDAJE 1 Y 3 ESTÁTICO Y SÍSMICO							
Características pilote			Largo			Resistencia	
Diámetro pilote (")	espesor (mm)	Sección	L (m)	Long. Emp. Equivalente (m)	Largo total (m)	Compresión (Ton)	Flexión (Ton m)
8	8	OE 20.32x38.51	8,50	1,10	9,60	6,90	4,62
	12	OE 20.32x56.58	8,50	1,20	9,70	9,60	6,65
10	9	OE 25.4x54.38	8,50	1,25	9,75	14,90	8,19
	12	OE 25.4x71.62	8,50	1,35	9,85	18,80	10,66
12	10	OE 30.48x72.7	8,50	1,40	9,90	28,00	13,17
	14	OE 30.48x100.4	8,50	1,45	9,95	37,20	15,59

Nota: L es la longitud del pilote sobre el suelo resistente (incluye longitud del pilote en suelo no colaborante, por ejemplo, licuable, y la longitud del pilote sobre el fondo). Largo total incluye L y longitud de empotramiento equivalente (no incluye longitud bajo punto de empotramiento equivalente). $L = L1 + L \text{ libre} + L \text{ emp. equivalente}$.

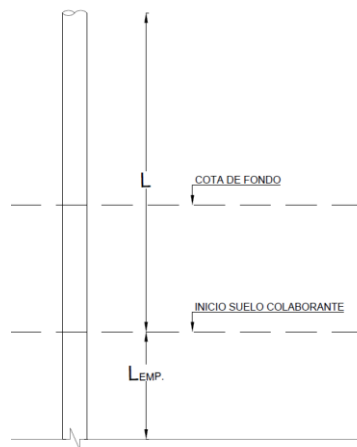
Nota: Los valores de resistencia indicados son referenciales y deben ser verificados por el especialista estructural a cargo del diseño.

Tabla 5-37: Resistencia Compresión y Flexión Pilotes Sondaje 2

CARAHUE SONDAJE 2 ESTÁTICO Y SÍSMICO							
Características pilote			Largo			Resistencia	
Diámetro pilote (")	espesor (mm)	Sección	L (m)	Long. Emp. Equivalente (m)	Largo total (m)	Compresión (Ton)	Flexión (Ton m)
8	8	OE 20.32x38.51	12,50	1,10	13,60	3,40	4,62
	12	OE 20.32x56.58	12,50	1,20	13,70	4,80	6,65
10	9	OE 25.4x54.38	12,50	1,25	13,75	7,50	8,19
	12	OE 25.4x71.62	12,50	1,35	13,85	9,50	10,66
12	10	OE 30.48x72.7	12,50	1,40	13,90	14,20	13,17
	14	OE 30.48x100.4	12,50	1,45	13,95	18,90	15,59

Nota: L es la longitud del pilote sobre el suelo resistente (incluye longitud del pilote en suelo no colaborante, por ejemplo, licuable, y la longitud del pilote sobre el fondo). Largo total incluye L y longitud de empotramiento equivalente (no incluye longitud bajo punto de empotramiento equivalente). $L = L1 + L \text{ libre} + L \text{ emp. equivalente}$.

Nota: Los valores de resistencia indicados son referenciales y deben ser verificados por el especialista estructural a cargo del diseño.



5.2.3.1.7 Coeficiente de balasto

5.2.3.1.7.1 Constante de balasto horizontal

La constante de balasto horizontal para el modo de deformación con cargas horizontales de los Pilotes/Maestras por debajo nivel de fundación, considerando la licuefacción, se podrá calcular de la siguiente expresión:

Sondaje S-1 $z > 11.00$ m, con $E_s = 4000\sqrt{z}$, se tiene:

$$k(z) = \frac{1.43}{B} (4000\sqrt{z})^{12} \sqrt{\frac{(4000\sqrt{z}) B^4}{E_p I_p}}$$

Sondaje S-2 $10.00 > z > 2.00$ m, con $E_s = 300 + 300z$, se tiene:

$$k(z) = \frac{1.43}{B} (300 + 300z)^{12} \sqrt{\frac{(300 + 300z) B^4}{E_p I_p}}$$

Sondaje S-2 $z > 10.00$ m, con $E_s = 4000\sqrt{z}$, se tiene:

$$k(z) = \frac{1.43}{B} (4000\sqrt{z})^{12} \sqrt{\frac{(4000\sqrt{z}) B^4}{E_p I_p}}$$

Sondaje S-3 $z > 6.00$ m, con $E_s = 4000\sqrt{z}$, se tiene:

$$k(z) = \frac{1.43}{B} (4000\sqrt{z})^{12} \sqrt{\frac{(4000\sqrt{z}) B^4}{E_p I_p}}$$

Opcionalmente, se puede considerar para el balasto horizontal, para pilotes en arcilla:

$$k_h \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) = \frac{100}{3} \cdot \frac{1}{b(\text{m})} \cdot q_u \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$$

Sondaje S-2 2.00 – 10.00 m, con $S_u = 4.0$ (constante), se tiene:

$$k_h \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) = 267 \cdot \frac{1}{b}$$

Terzaghi (Geotechnique, 1955)

En el caso de Tablestaca el mismo autor propone:

$$k_h \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) = \frac{100}{9} \cdot \frac{1}{D(\text{m})} \cdot q_u \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$$

Sondaje S-2 2.00 – 10.00 m, con $S_u = 4.0$ (constante), se tiene:

$$k_h \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) = 89 \cdot \frac{1}{D}$$

donde:

$k(z)$ = constante de balasto del suelo a una profundidad z constante (ton/m^3).

k_h = constante de balasto horizontal para suelos cohesivos $q_u = 2S_u$ (ton/m^3).

D = Profundidad de enterramiento de la tablestaca (m)

B, b = diámetro equivalente de la pilote/maestra (m).

$E_p I_p$ = rigidez a la flexión de la maestra (ton m^2).

E_s = módulo de Young del suelo

5.2.3.1.7.2 Constante de balasto vertical

Por definición por teoría de la elasticidad (1951), la constante de resorte vertical será, en pilotes aislados, el cociente entre la carga vertical P y el asiento S .

Estático

$$k = \frac{P}{S_i}$$

Sísmico

$$k = \frac{P_d}{S_d}$$

Nota: Al calcular las constantes de balasto se deberá usar unidades coherentes de manera de obtenerlas en kg/cm o ton/m.

5.2.3.2 MUROS DE CONTENCIÓN

5.2.3.2.1 Coeficiente de balasto

Para el cálculo de la constante de balasto en zapatas superficiales y Muros de contención se aplicará lo especificado en 5.2.3.1.7.2.

5.2.3.2.2 Prediseño Muros de contención

Para los muros de contención la cota mínima de fundación será de 1.00 m respecto de la superficie actual de terreno.

Es necesario tener presente las consideraciones establecidas para las fundaciones superficiales y los riesgos de socavación para definir las características de la fundación para estas estructuras en el punto 5.2.2.6.

5.2.3.2.3 Factores de seguridad de muros de contención

Para el diseño en condiciones estáticas de los muros de contención se utilizará un factor de seguridad mínimo de 1.5 al deslizamiento y al vuelco, si se desprecia el empuje pasivo al pie del muro o un factor de seguridad mínimo de 1.7 al deslizamiento y al vuelco, si se considera el empuje pasivo al pie del muro.

Para el caso sísmico, considerando la acción simultánea del empuje estático más la componente sísmica, se aceptará un factor de seguridad mínimo de 1.3 si se desprecia el empuje pasivo al pie del muro y de 1.5 si se toma en cuenta el empuje pasivo al pie del muro.

5.2.3.2.4 Diseño

Inicialmente, no se recomienda el uso de tablestacas mientras no se conozca en detalle los efectos y magnitud de la consolidación en la explanada proyectada o sobre los elementos estructurales materializados.

Aun así, para la solución de los elementos de contención de las explanadas se considera alternativamente el uso de Tablestacas del tipo HZ o AZ.

Entre los diferentes métodos de diseño, el de la flexibilidad de Rowe se considera como el más racional. Su punto de partida consiste en considerar una tablestaca infinitamente rígida. Si se supone que el subsuelo y el anclaje se deforma casi en la misma cantidad, es normal que el muro se traslade hacia afuera del suelo retenido y hacia el interior del suelo situado bajo el nivel de fondo marino. Ésta es la condición de soporte libre de suelo, en la cual se aplican las ecuaciones que gobiernan la distribución de presión en los muros de gravedad. Si utilizan las propiedades del suelo en el lado pasivo y se toman los momentos producidos por las fuerzas activa y pasiva, se obtiene una ecuación para la profundidad de penetración D , con la cual se calcula D . Ésta es la longitud de empotramiento correcta aun si la tablestaca es flexible, ya que en la falla por penetración inadecuada no existe empotramiento por debajo del nivel de dragado o fondo marino. Al resolver horizontalmente y al tomar momentos en varios puntos hacia abajo del tablestacado puede determinarse el momento máximo para la condición de soporte libre de tierras MFES. El momento máximo real M que actúa sobre el tablestacado es menor que MFES ya que la tablestaca no es infinitamente rígida y algún grado de empotramiento se desarrolla por debajo del nivel de dragado o de fondo. El empotramiento aumenta cuando aumenta la flexibilidad de la tablestaca en términos relativos a la compresibilidad del suelo. Las figuras siguientes muestran las curvas de reducción de momento obtenidas por ROWE (1952) para un muro tablestacado que está empotrado arena y retiene arena a grava arenosa: α es la relación entre el nivel de dragado (fondo) y el nivel total H de la tablestaca. En el caso de que se quiera analizar el empotramiento en arcilla, se considerarán las recomendaciones entregadas en la mecánica de Suelos sector Tranapunte.

Se define el número de flexibilidad:

$$\rho = \frac{H^4}{EI}$$

Se define el número de flexibilidad:

$$\rho = \frac{H^4}{EI}$$

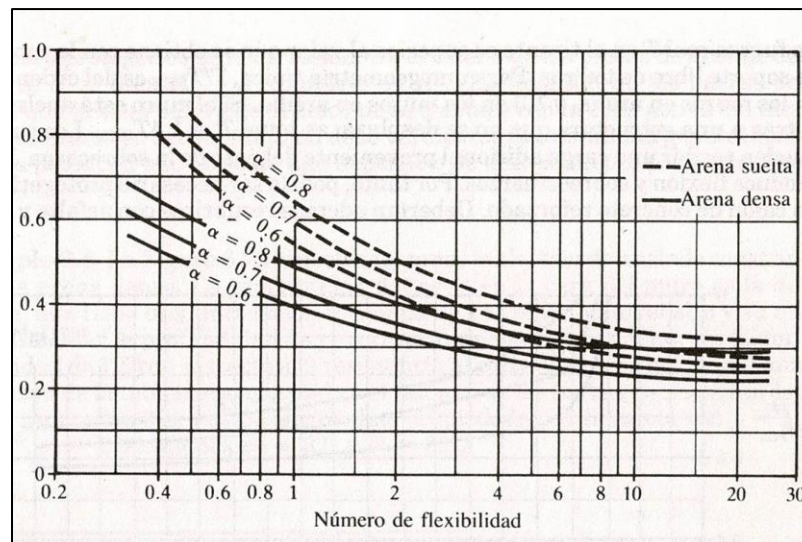


Imagen 5-39. Curvas de Reducción del Momento para Tablestacas en arena (Rowe, 1967)

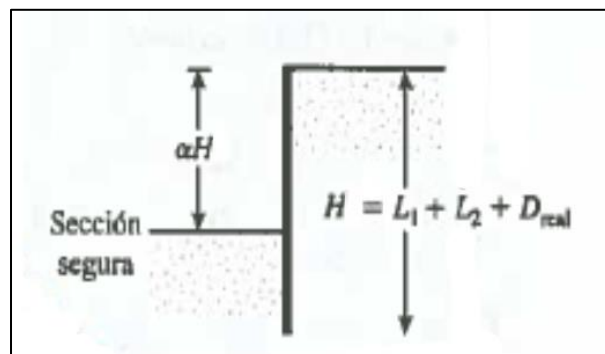


Imagen 5-40. Relaciones geométricas para el cálculo de α

5.2.3.2.5 Prediseño muro

Debido a las condiciones de terreno, tipología estructural, niveles de operación, variaciones fluviales y mareales del Río Imperial, que la solución de muro sería adaptada para la condición de terreno de Tranapunte, según lo indicado en el acápite 5.1.3.2.3 y 5.1.3.2.4.

5.2.3.3 TABLESTACAS

5.2.3.3.1 HINCADO DE PILOTES/MAESTRAS

Para el hincado de los Pilotes/Maestras se entregan las siguientes recomendaciones mínimas:

- El criterio, de hinca estará dado principalmente por la ficha de los pilotes; ya que se debe alcanzar el estrato de arenisca o roca pizarra sin excepción, lo que se notará a partir del número de golpes por decímetro; aun así, se recomienda considerar a lo menos 10 – 15 - 25 golpes/decímetro, para los 3 últimos decímetros;
- Se deberán considerar sufrideras y zapatos de hinca para evitar daños en las maestras;
- Las maestras deberán incluir un cabezal para el apoyo de la fundación;
- Para el hincado de los pilotes, la capacidad de soporte será evaluada por Janbu, considerando el martinete D6-32 y D8-22, con un factor de seguridad estático de 2.5 y sísmico de 1.8:

$$P_u = \frac{e_h E_h}{k_u s}$$

$$C_d = 0.75 + 0.15 \frac{W_p}{W_r}$$

$$K_u = C_d \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C_d}} \right)$$

$$\lambda = \frac{e_h E_h L}{A E s^2}$$

Donde:

W_p	=	peso de la pilote, incluido el peso de la tapon;
W_r	=	peso del pistón (para martillos de doble acción, incluido el peso de la carcasa) (F).
A	=	área transversal (L ^ 2).
E	=	módulo de elasticidad (FL ^ -2).
e_h	=	eficiencia del martillo.
E_h	=	energía del martillo según fabricante (FL).
g	=	aceleración de la gravedad (LT ^ -2)
h	=	altura de caída de la masa (L).

Imagen 5-41. Fórmula de hincado de pilotes según Janbu

- Se recomienda considerar el uso de micropilotes en aquellos elementos sometidos a tracción, los que serán tensados a lo menos a 1.3 veces la carga de trabajo y ajustados finalmente a la cara de bloqueo.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Se usa una tablestaca HZ o AZ con las siguientes características para el cálculo.

Peso = W kg/m

Área total Punta = A_T

Espesor > 14 mm

Perímetro p = p (dos anchos de ala + dos alturas de alma)

Longitud = L_T m

- Resistencia de fuste en arena $f_a = \gamma' \cdot z \cdot \tan(40^\circ)$ t/m²

(enterramiento por debajo de los 6.0 m de profundidad)

Resistencia de punta en arenisca $q_p = 20$ t/m²

- La resistencia última a la hinca se define como:

$$V_{ult} = (f_a)(p)L_r + A_T q_p$$

El procedimiento para el diseño de las tablestacas son los siguientes:

Criterio de Hinca : Según se indica por ficha y numero de golpes

Empujes : Empuje rectangular $q = 0.65\gamma H_k a$ en toda la altura hasta el nivel de socavación+1.0 m caso estático y activo más incremento sísmico, caso sísmico). K_a y γ según acápite 10

Balasto Horizontal : Caso sin anclaje

Estabilidad : Sin Anclaje (arriostrador) verificar plastificación

Estabilidad : Con Anclaje equilibrio de momentos según Rowe, sin balastos y con empuje pasivo para definir D ;

Anclaje : Según acápite 12.4, tramo en arena a grava arenosa densa;

F.S. > 2.0

Enterramiento mínimo : $D \geq$ Respecto nivel de socavación sin anclaje y hasta alcanzar la arenisca.

5.2.3.3.1 Plastificación

Pilotes/maestras; tal como se señala en el manual de carreteras 3.1003.3, la resistencia pasiva σ_{HP} , disponible en la zona colaborante a la profundidad z , se expresa en ton/m^2 y se determina como

$$\sigma_{HP} = 3(\sigma_{vz}K_p + 2Su) \quad \text{Pilotes}$$

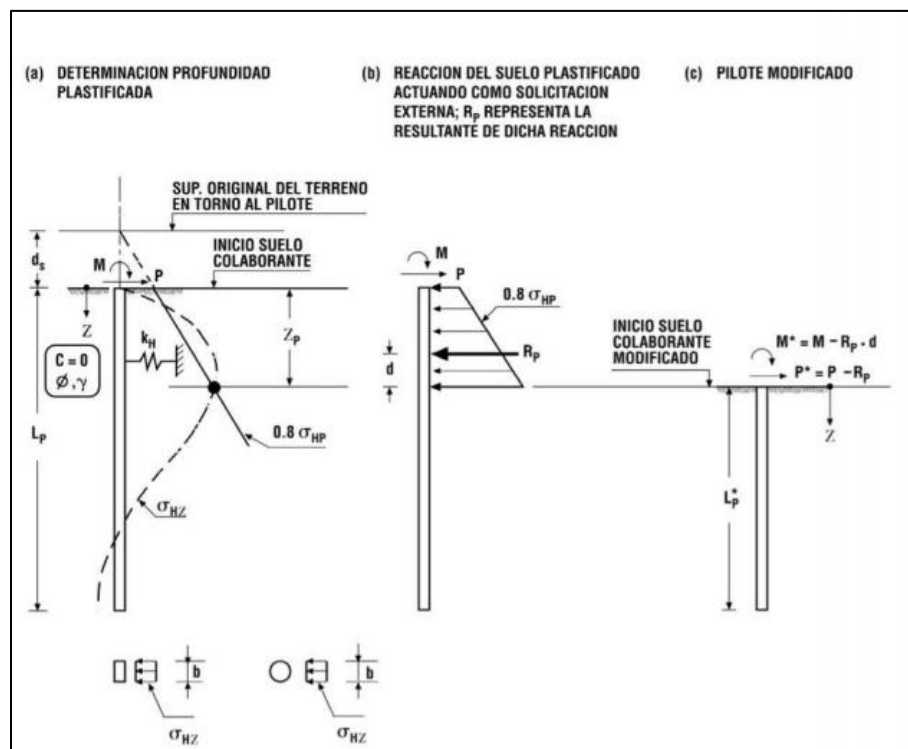
$$\sigma_{HP} = (\sigma_{vz}K_p + 2Su) \quad \text{Tablestaca por metro de largo}$$

$$k_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = 1.0$$

$$k_p = 1$$

σ_{vz} : Tensión vertical efectiva en ton/m^2 a la profundidad z , que incluye el peso boyante de la columna de suelo de espesor d_s , que exista sobre el inicio del suelo colaborante;

Si $\sigma_{HZ} > 0.8\sigma_{HP}$, la tensión de interacción σ_{HZ} quedará acotada a $0.8\sigma_{HP}$, por lo que el análisis del pilote/maestra bajo esta condición de debe repetir, utilizando un inicio modificado del suelo colaborante que se ubica a la profundidad z_p , donde se verifica que $\sigma_{HZ} = 0.8\sigma_{HP}$. Por sobre esta profundidad el suelo se considera plastificado, reemplazándolo por las tensiones $0.8\sigma_{HP}$, que pasan a ser solicitaciones externas.



La profundidad de plastificación se acotará de modo que los desplazamientos generados en la superestructura y los esfuerzos en la maestra/pilote se mantengan dentro de un rango y límites admisibles.

5.2.3.3.2 Asentamiento en pilotes/maestras

El asentamiento elástico en Pilotes/Maestras se calculará a partir de la siguiente expresión (Poulos, H. G. et. Davis, E. H.: Pile Foundations Analysis and Design. New York: John Wiley and Sons, 1980, chapter 5.3.3, pp. 89 (figure 5.18)):

$$S_i = \frac{P \cdot L}{A_p \cdot E_p} + \frac{P}{2R \cdot E_{si}} F_o$$

Donde:

S_i = asentamiento del Pilote/Maestra, en m.

P = carga de trabajo del Pilote/Maestra, en ton.

R = radio del Pilote/Maestra, en m.

F_o = coeficiente de corrección obtenido de la Fig.12, en donde L es la longitud del Pilote/Maestra y d es el diámetro del Pilote/Maestra en las mismas unidades.

L : Largo del Pilote/Maestra;

A_p : Área de la sección transversal del Pilote/Maestra (m^2):

E_p : Modulo de elasticidad del Pilote/Maestra ($21000000 \text{ ton}/m^2$);

E_{si} : Modulo de elasticidad del suelo a la cota de la punta del Pilote/Maestra ($4000\sqrt{z} \text{ ton}/m^2$);

z : Profundidad, en metros, a la cual se desea evaluar E_{si} ;

Alternativamente, se puede utilizar la expresión propuesta en la publicación ROM05_05_cap03-Acápite 3.6.9.1.1:

$$s_1 = \left(\frac{D}{40 Q_h} + \frac{l_1 + \alpha l_2}{AE} \right) \cdot P$$

donde:

- s_1 = asiento del pilote individual aislado
- D = diámetro del pilote (para formas no circulares se obtendrá un diámetro equivalente)
- P = carga sobre la cabeza
- Q_h = carga de hundimiento
- l_1 = longitud del pilote fuera de terreno
- l_2 = longitud del pilote dentro del terreno
- A = área de la sección transversal del pilote
- E = módulo de elasticidad del pilote
- α = parámetro variable según el tipo de transmisión de cargas al terreno, $\alpha=1$ para pilotes que trabajan principalmente por punta y $\alpha=0,5$ para pilotes flotantes. Para situaciones intermedias, α tiene también valores intermedios entre los dos citados, interpolables linealmente en función de las cargas por punta y por fuste estimadas.

5.2.3.3.3 Prediseño tablestaca

Debido a las condiciones de terreno, tipología estructural, niveles de operación, variaciones fluviales y mareales del Río Imperial, que la solución de tablestaca sería adaptada para la condición de terreno de Tranapunte, según lo indicado en el acápite 5.1.3.3.5.

5.3 Puerto Domínguez

5.3.1 Trabajos de terreno

El informe de terreno se presenta en el anexo 3.3 (a) de la presente entrega.

5.3.2 IMS

5.3.2.1 ALCANCES

A continuación, se entregan los alcances del estudio de mecánica de suelos desarrollado, el que ha sido preparado a partir de la visita realizada a terreno, inspección visual de los pozos de exploración, sondajes y resultados de los ensayos de laboratorio en muestras de suelo analizadas; además de los antecedentes revisados y los Términos de Referencia específicos para este proyecto “ESTUDIOS DE CONDICIONES NATURALES PARA OBRAS DE CONSERVACIÓN TRANAPUNTE, CENDYR NAUTICO Y PUERTO DOMINGUEZ”, SECTOR PUERTO DOMINGUEZ.

- Cota de Sello de Fundación;
- Análisis de Licuación;
- Tipo de fundación recomendada;
- Clasificación sísmica del suelo de fundación, DS 61 que modifica la NCh 433 Of.2009;
- Empujes de suelo sobre estructuras de contención y Tablestacas;
- Recomendaciones Tablestacas;
 - Tipo de Tablestaca y Modulo Resistente;
 - Ficha mínima y longitud de empotramiento;
 - Dimensiones de anclajes;
 - Empuje lateral caso estático y sísmico;
 - Factores de Seguridad (F.S.);
- Capacidad de soporte compresión y tracción Pilotes Tubulares 8”, 10” y 12” de diámetro;
- Recomendaciones generales de construcción para la ejecución de las nuevas obras.

5.3.2.2 ANTECEDENTES

Los antecedentes de utilizados para esta sección del informe son los mismos utilizados en la sección 5.1.2.1 del presente documento.

5.3.2.3 SUELO DE FUNDACIÓN

5.3.2.3.1 Geología del sitio

La geología del sitio está previamente descrita en la sección 5.1.2.3.1 del presente documento.

5.3.2.3.2 Resultados ensayos de laboratorio y prospección

En la siguiente figura, siguiente, se muestra la ubicación de los pozos (calicatas) y sondajes de exploración:



Imagen 5-42. Ubicación del sondaje Puerto Domínguez.

De los ensayos ejecutados en muestras perturbadas obtenidas de los Sondajes, se han obtenido los siguientes resultados:

Tabla 5-38. Resumen con los resultados de los ensayos de Laboratorio Sondajes Fluviales

Sondaje	Cota (m)		Clasificación USCS	% de finos bajo 0.08 mm
S-F1	0.50	0.95	SP	2
	1.50	1.95	MH	99
	2.45	2.90	ML	94
	3.50	3.95	ML	95
	4.50	4.95	SM	38
	5.45	5.90	--	86
	6.50	6.95	MH	90
	7.45	7.90	CL	76
	8.50	8.95	CL	87
	9.50	9.95	CL	80
S-F2	0.80	1.25	ML	59
	1.85	2.24	SP	1
	2.89	3.34	ML	56
	3.94	4.39	ML	59
	4.98	5.43	ML	78
	6.34	6.79	ML	92
	7.38	7.83	ML	95
	8.43	8.88	MH	97
	9.46	9.91	MH	93
	10.51	10.96	MH	97
	11.46	11.99	MH	76

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Sondaje	Cota (m)		Clasificación USCS	% de finos bajo 0.08 mm
	12.59	13.04	ML	87
	13.60	14.05	ML	90
	14.65	15.10	ML	74
	15.64	16.04	ML	66
	16.70	17.25	MH	92
	17.70	18.15	MH	99
S-F3	1.40	1.85	ML	93
	2.42	2.87	ML	94
	3.40	3.85	MH	96
	4.45	4.90	ML	79
	5.43	5.88	ML	83
	6.40	6.85	CL	82
	7.45	7.90	SM	29
	8.40	8.85	CL	73
	9.46	9.88	ML	65
	10.45	10.90	SM	45
	11.45	11.90	SC	44
	12.45	12.90	CH	86
	13.84	14.45	MH	84
	14.45	15.45	CL	68
	15.90	16.65	MH	88
	17.10	17.85	SM	47
	18.20	18.80	SM	39

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Sondaje	Cota (m)		Clasificación USCS	% de finos bajo 0.08 mm
	19.25	19.80	ML	50

Tabla 5-39. Tabla resumen con los resultados de los ensayos de Laboratorio Sondajes Terrestres

Sondaje	Cota (m)		Clasificación USCS	% de finos bajo 0.08 mm
ST1	1.55	2.00	ML	87
	2.50	2.95	ML	87
	3.45	3.90	ML	92
	4.50	4.95	ML	99
	5.50	5.95	ML	98
	6.45	6.90	ML	96
	7.50	7.95	MH	98
	8.00	8.50	MH	93
	9.50	9.95	ML	70
	10.50	10.95	MH	93
	11.50	11.95	SP	0
	12.50	12.95	ML	86
	13.50	13.95	MH	95
	14.50	14.95	MH	97
ST2	0.20	0.65	SP	3
	1.10	1.55	SP SM	5
	2.15	2.60	MH	81

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Sondaje	Cota (m)		Clasificación USCS	% de finos bajo 0.08 mm
	3.20	3.65	MH	77
	4.10	4.55	SP- SM	10
	5.28	5.73	***	34
	6.25	6.70	ML	53
	7.25	7.64	SM	44
	8.30	8.73	SM	42
	9.33	9.78	SM	28
	10.30	10.75	SM	39
	11.34	11.76	SM	29
	12.30	12.72	SM	36
	13.40	13.51	ML	50
	14.42	14.56	SM	48

5.3.2.3.3 Modelo estratigráfico

A partir de los trabajos realizados y tal como se indica en los anexos adjuntos, con las estratigrafías detalladas de los sondeos de exploración, se han adoptado los siguientes modelos estratigráficos, para efectos del análisis de Licuación, diseño de fundaciones y recomendaciones de construcción. Estos modelos han sido elaborados considerando las cotas medidas en terreno en cada punto de exploración (Cotas Locales).

Tabla 5-40. Modelo Estratigráfico Sondeos Terrestre ST1 y ST2.

Horizonte	Cotas Límites		Descripción	Nspt	(N1) ₆₀
	Locales (m)				
	Inicio	Final			
H - 1	0.00	Cr*	Relleno Artificial	---	---
H - 2	Cr*	+20	Estratificaciones Limos (ML) y arenas limosas (SM), color gris oscuro, humedad alta, consistencia blanda a media, compacidad baja a cementada, plasticidad baja a alta.	2 – R**	7 – R**

Nota: * Cr, cota relleno artificial 2.25 m sondeo ST2, no se detecta en ST1

** R, mas de 100 golpes por pie de penetración de la cuchara normal

Nivel napa superficial para efectos de diseño

Tabla 5-41. Modelo Estratigráfico Sondeos Fluviales SF1 SF2 y SF3.

Horizonte	Cotas Límites		Descripción	Nspt	(N1) ₆₀
	Locales (m)				
	Inicio	Final			
H - 1	0.00	1.50	Fango Fluvial	---	---
H – 2	1.50	10	Limo arenoso, color gris oscuro, humedad alta, consistencia blanda a media, plasticidad alta. Presenta restos de conchillas y lente de arena limosa en baja proporción	5 - 21	7 - 28
H - 3	10	+20	Limo arenoso, color café claro, humedad alta, consistencia media a alta, plasticidad media a alta. Presenta lentes de arena limosa y arcilla en media proporción. También se encuentran lentes de limo semi cementado de 10 cm aprox.	9 - 28	11 - 28

5.3.2.3.4 Propiedades geomecánicas.

Para definir las propiedades mecánicas del suelo de fundación, limos arenosos a arenas limosa (ML a SM), se han utilizado las siguientes recomendaciones establecidas en la literatura:

- Suelos finos (H-2 y H-3 - Tabla 5-40 y Tabla 5-41):

$$S_u = f_1 N_{60} \quad (\text{Kpa})$$

Donde f_1 es un factor multiplicador (Stroud 1974, p374). En la literatura podemos encontrar distintos valores para f_1 , en función de la plasticidad del suelo

Tabla 5-42. Valores f_1 según plasticidades

Autor	Tipo de Suelo	f_1 rango	f_1 promedio
Sowes	Arcilla de alta Plasticidad	7.1 a 16.5	-
	Arcilla de Plasticidad media	4.7 a 9.5	-
	Arcilla de baja Plasticidad	2.4 a 4.7	-
Stroud	35<IP<65	4 a 5	-
	IP<20	>6	-
Sivrikaya & E Togrol	Suelo de grano Fino	2 a 17.5	6.09
	CH	2.25 a 17.5	7.52
	Arcilla	2.12 a 17.5	6.38
	CL	2.12 a 13	4.98
	ML	2.68 a 6.67	4.22
	MH	2 a 6.88	3.8

Para efectos de diseño, H-2, considerando la baja a media plasticidad del suelo, en promedio se ha adoptado conservadoramente $f_1 = 4.0$ ($(N1)_{60} = 10$ golpes/pie) $\Rightarrow S_u = f_1 N_{60} = 40.0 \text{ KPa}$.

Para H-3, considerando la baja a media plasticidad del suelo, en promedio se ha adoptado conservadoramente $(N1)_{60} = 20$ golpes/pie $\Rightarrow S_u = f_1 N_{60} = 80.0 \text{ KPa}$.

Tabla 5-43. Propiedades Geomecánicas Suelo Fundación.

Unidad	Peso Unitario γ (ton/m ³)	Peso Unitario Boyante γ' (ton/m ³)	Angulo de Fricción Interna ϕ	Cohesión c (ton/m ²)	Resistencia al corte No drenado S_u (ton/m ²)	Módulo de Elasticidad E (ton/m ²)	Razón de Poisson μ	USO
Limo algo arenoso (H-2)	1.80	0.90	20	2.00	4.00	300+300z	0.45	Zapatas Superficiales
Limo algo arenoso (H-3)	1.90	1.00	20	3.00	8.00	500+500z	0.45	Pilotes/Maestras
Relleno Integral (compactado controlado)	2.00	1.10	38	0.00	---	4000 $\sqrt{z}$	0.30	Zapatas Superficiales

Respecto de la consolidación, se definen en los registros de los sondeos como fango marino y limo de alta plasticidad, con presencia de lentes de material fino con un índice de golpes de 10.0 golpes /pie en promedio para los 10 m de profundidad:

- Las propiedades de H-2 y H-3, se estimaron a partir de las clasificaciones USCS, límites de atterberg y peso específico de partículas sólidas de las muestras analizadas (*Nagaraj and Srinivasa Murthy (1985, 1986)*):
 - $C_c = 0.009w_n + 0.005\omega_L$ (=0.017), todas las arcillas
 - C_r : Índice de recompresión
 - $C_r = 0.000463\omega_L G$ (=0.002)
 - P_c : Presión de preconsolidación (KPa)
 - $\log_{10} p'_c = 5.97 - 5.32(\omega_n/\omega_L) - 0.25\log_{10} p'_o$
 - $p'_c = p'_o = \gamma'_s \cdot z$
- A partir de los antecedentes disponibles y resultados de los ensayos de laboratorio ejecutados se puede apreciar la presencia de un suelo fino normalmente consolidado, en un espesor aproximado de 10 m, depósitos más recientes de origen volcánico ($G_s < 2.40$);
- Las muestras de suelo fino, con peso específico de partículas $G_s > 2.40$, en general se encuentra preconsolidadas;

- Producto de que los estratos de suelo finos se encuentran interdigitados con lentes de arenas limosas, conservadoramente los análisis se realizarán considerando que el suelo se encuentra normalmente consolidado.

5.3.2.4 ANÁLISIS DE LICUACIÓN

Al considerar las recomendaciones entregadas en los procedimientos simplificados presentados en el Journal of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, October 2001/819 (1996), se ha analizado el riesgo de licuación para el caso de suelos arenosos. En el caso de suelos arcillosos y limosos (fango), con un porcentaje de finos bajo $0.08 \text{ mm} > 50\%$, quedan fuera de las competencias de este documento, analizándose por lo tanto a través de la Norma China Modificada

En general, en todos los sondeos ejecutados, se han encontrado suelos finos limosos que llegan mas allá de los 10.0 m de profundidad máximo y encuentra bajo napa. Esta unidad presenta un alto porcentaje de finos bajo $0.08 \text{ mm} (>50\% \text{ de finos bajo } 0.08 \text{ mm})$, además de una consistencia blanda a semidura. El suelo que la constituye, en general, tiene un límite líquido mayor al 40% (Anexo Resultados de laboratorio, Límites de atterberg); por lo que el estándar ante la licuación, como se muestra en la Fig.3. está en el rango seguro. Aun así, existen estudios internacionales respecto de la licuación de suelos finos con un $IP < 12$ (Brey&Sancio, 2006), recomendando que es necesario hacer estudios más profundos según sea el caso (descartando en inicio la aplicación directa del Criterio Chino, Wang 1979) y la experiencia nacional asociada al fenómeno de licuación (Licuefacción en Chile: lecciones del sismo del Maule del 27 de febrero de 2010), señalando que ésta se produce principalmente en arenas (SP, SC, SM, SW del Cuaternario principalmente) y que para arenas finas limosas a limos arenosos de origen volcánico (SM, ML del Cuaternario) saturadas con un Límite Líquido inferior 35% es baja pero no nulo y depende principalmente de la duración del sismo, magnitud y contenido de frecuencias de éste.

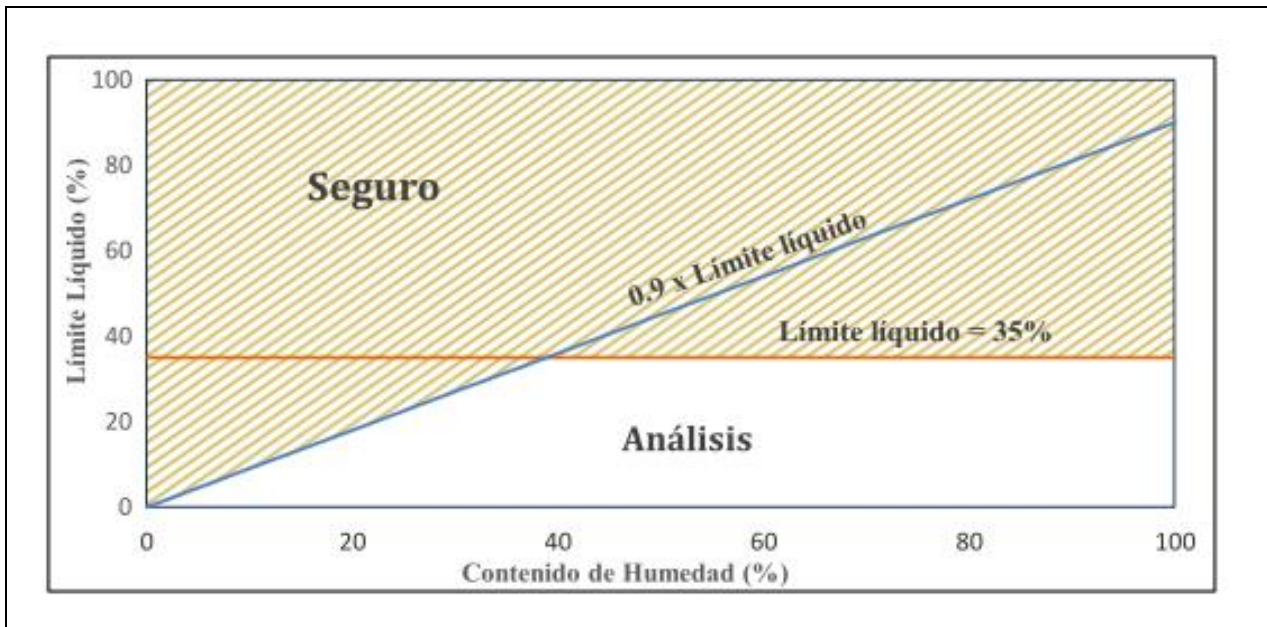


Imagen 5-43. Norma China Modificada para la evaluación de licuefacción de suelos con presencia de finos Finn, (1991-1994)

Suelos Arenosos ($z > var$)

En el caso de los lentes de arena fina detectada en los sondeos ejecutados, han sido analizado caso a caso según el procedimiento simplificado presentado en el Journal of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering

CSR

Seed y Idriss (1971), han formulado la siguiente ecuación para calcular la razón de estrés Cíclico (CSR), discutido con más profundidad en el documento NCEER 1996 y 1998 talleres NCEER/NSF (Youd, et al., 2001).

$$CSR = \left(\frac{\tau_{ave}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.65 * \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{vo}} \right) * \frac{a_{máx}}{g} * r_d$$

El valor del coeficiente de reducción (r_d), puede ser evaluado a través de las siguientes ecuaciones (Liao y Whitman 1986a):

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \text{ para } z \leq 9,15 \text{ metros}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \text{ para } 9,15 \text{ metros} < z \leq 23 \text{ metros}$$

Para una fácil evaluación, T.F. Blake, propone la siguiente ecuación para (r_d):

$$r_d = \frac{(1.000 - 0.4113z^{0.5} + 0.0405z + 0.001753z^{1.5})}{(1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2)}$$

CRR

Para la evaluación de la resistencia a la licuación (CRR), en la universidad de Texas, para arenas limpias. Rauch (1998) sugiere que esta curva podría ser aproximada por la siguiente ecuación (con sismo de magnitud $M = 7.5$ en la escala de Richter):

$$CRR_{M=7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10 * (N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

Donde:

$(N_1)_{60cs}$: Valor equivalente de arena limpia $(N_1)_{60}$, corregido por porcentaje de finos (FC)

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60}$$

Donde C_N corresponde al factor de corrección por presión de confinamiento:

$$C_N = 0.77 \log \left(\frac{20p_a}{\sigma'_v} \right) \quad (\text{Peck et al., 1974})$$

De la literatura se tiene en general:

$$N_{60} = N_{spt} C_E \cdot C_r \cdot C_B \cdot C_s$$

Tabla 5-44. Factores de Corrección Nspt.

C_R	(See Fig. 9 for Rod Length Correction Factors)	
C_S	For samplers with an indented space for interior liners, but with liners omitted during sampling.	
	$C_s = 1 + \frac{N_{1.60}}{100} \quad (\text{Eq. T-1})$	
	With limits as $1.10 \leq C_s \leq 1.30$	
C_B	<u>Borehole diameter</u>	<u>Correction (C_B)</u>
	65 to 115 mm	1.00
	150 mm	1.05
	200 mm	1.15
C_E	$C_E = \frac{ER}{60\%} \quad (\text{Eq. T-2})$ where ER (efficiency ratio) is the fraction or percentage of the theoretical SPT impact hammer energy actually transmitted to the sampler, expressed as % - The best approach is to directly measure the impact energy transmitted with each blow. When available, direct energy measurements were employed. - The next best approach is to use a hammer and mechanical hammer release system that has been previously calibrated based on direct energy measurements. - Otherwise, ER must be estimated. For good field procedures, equipment and monitoring, the following guidelines are suggested:	

Nspt : Índice de Penetración Medido

CE : Factor de Corrección por la energía real aplicada (ER)

$$C_E = \frac{ER\%}{60\%}$$

En este caso, se tiene $ER = 73.2\%$, se recomienda por tanto un factor de corrección por energía CE igual a 1.22 (-Informe de Medición de Energía SPT, INGESTRATA, 23 de agosto de 2019).

Donde:

N_m = medido sin corregir SPT cuenta de golpes

C_N = factor de corrección para la presión de sobrecarga efectiva

C_E = factor de corrección para el coeficiente de la energía de martillo

C_B = factor de corrección para el diámetro de la perforación

C_R = factor de corrección para la longitud de la barra

C_S = factor de corrección para muestras con o sin revestimientos.

Finalmente, $(N_1)_{60CS}$: Valor equivalente de arena limpia $(N_1)_{60}$, corregido por porcentaje de finos (FC)

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

Donde α y β se puede determinar como sigue:

$\alpha = 0$ para $FC \leq 5\%$

$\alpha = \exp[1.76 - (190 / FC^2)]$ para $5\% < FC < 35\%$

$\alpha = 5.0$ para $FC \geq 35\%$

$\beta = 1.0$ para $FC \leq 5\%$

$\beta = [0.99 + (FC^{1.5} / 1000)]$ para $5\% < FC < 35\%$

$\beta = 1.2$ para $FC \geq 35\%$

IMPORTANTE

Esta ecuación (CRR) es válida para $(N_1)_{60} < 30$. Para $(N_1)_{60} \geq 30$, granular limpio, el suelo es muy denso para licuar y clasifica como No Licuable (N.L.).

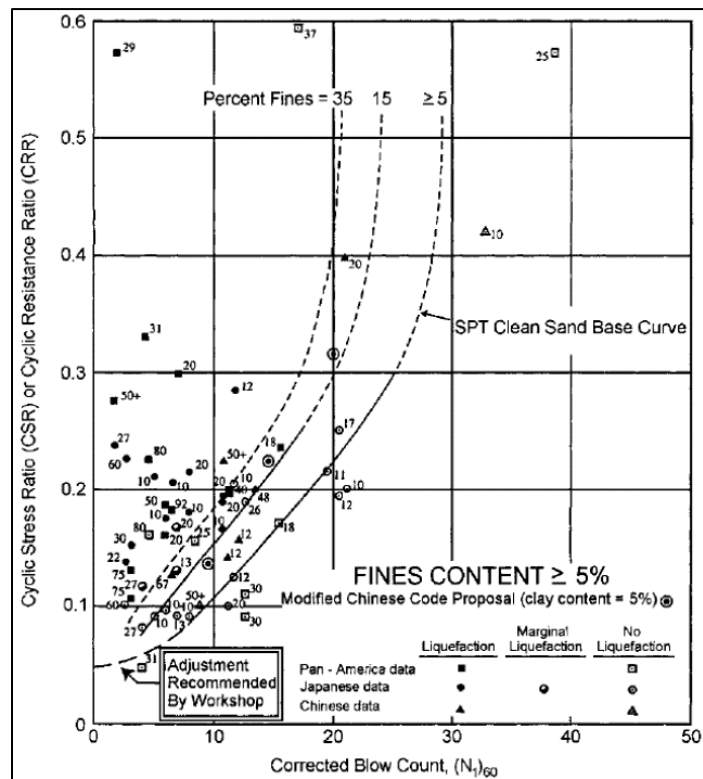


Imagen 5-44. Curva base en arenas limpias para el cálculo de CRR para un sismo de Magnitud 7.5 en la escala de Richter (Seed et al. 1985)

FACTOR DE ESCALA (MSFs)

Las Curva CRR, aplican solo para sismos de magnitud 7.5 en la escala de Richter, para otras intensidades Seed y Idriss introducen el factor de magnitud (MSFs), que se aplica sobre las curvas de CRR.

Para ilustrar la influencia del factor de magnitud, la ecuación para el factor de seguridad (FS) ante la licuación es escrita en función de los términos CRR, CSR y MSF de la siguiente manera:

$$FS = (CRR_{7.5}/CSR)MSF$$

$$MSF = 0.664; M = 8.8 \text{ (Seed y Idriss 1982)}$$

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 5-45.. Resultados análisis de Licuación Sondaje T-1

Prof (m)	Ne gol	USCS	(%) Fin	σ'_e (kPa)	σ'_v (kPa)	σ'_{vc} (Ton/m ²)	CN	CE	CR	CB	CS	(N) _{ho}	(N1) _{ho}	α	β	(N1) _{ho} cf	a	b	rd	MSF	CSR	CRR7.5	FS
0.88	7	---	---	17.50	8.75	0.88	1.70	1.22	0.75	1.10	1.00	7	12	0.0	1.0	11.98	0.65	0.66	1.00	0.66	0.52	0.13	NL
1.33	---	---	N	26.50	13.52	1.35	1.70	1.22	0.75	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.58	0.59	0.99	0.66	0.51	---	---
1.78	10	ML	87	35.50	18.11	1.81	1.70	1.22	0.75	1.10	1.00	10	17	0.0	1.0	17.11	0.53	0.53	0.99	0.66	0.50	0.18	NL
2.25	---	---	---	45.00	22.95	2.30	1.70	1.22	0.75	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.48	0.49	0.98	0.66	0.50	---	---
2.73	11	ML	87	54.50	27.80	2.78	1.70	1.22	0.75	1.10	1.00	11	19	5.0	1.2	27.59	0.44	0.45	0.98	0.66	0.50	0.36	NL
3.20	---	---	---	64.00	32.64	3.26	1.70	1.22	0.75	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.40	0.41	0.98	0.66	0.50	---	---
3.68	9	NL	92	73.50	37.5	3.7	1.6	1.2	0.75	1.1	1.0	9	15	5.0	1.2	22.8	0.4	0.4	1.0	0.7	0.5	0.25	NL
4.20	---	---	---	84.00	42.84	4.28	1.53	1.22	0.75	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.34	0.35	0.97	0.66	0.50	---	---
4.73	5	NL	99	94.50	48.2	4.8	1.4	1.2	0.75	1.1	1.0	5	7	5.7	2.0	20.0	0.3	0.3	1.0	0.7	0.5	0.22	NL
4.98	---	---	---	99.50	50.75	5.07	1.40	1.22	0.85	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.30	0.31	0.97	0.66	0.49	---	---
5.25	---	---	---	105.00	53.55	5.36	1.37	1.22	0.85	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.29	0.30	0.96	0.66	0.49	---	---
5.73	8	NL	98	114.50	58.4	5.8	1.3	1.2	0.85	1.1	1.0	9	12	5.0	1.2	19.3	0.3	0.3	1.0	0.7	0.5	0.21	NL
6.20	---	---	---	124.00	63.24	6.32	1.26	1.22	0.95	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.25	0.27	0.96	0.66	0.49	---	---
6.68	9	NL	96	133.50	68.09	6.81	1.21	1.22	0.95	1.10	1.00	11	14	5.0	1.2	21.69	0.24	0.25	0.95	0.66	0.49	0.24	NL
7.20	---	---	---	144.00	73.44	7.34	1.17	1.22	0.95	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.22	0.23	0.95	0.66	0.48	---	---
7.73	4	MH	98	154.50	78.80	7.88	1.13	1.22	0.95	1.10	1.00	5	6	5.0	1.2	11.89	0.21	0.22	0.94	0.66	0.48	0.13	NL
7.98	---	---	---	159.50	81.35	8.13	1.11	1.22	0.95	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.20	0.21	0.94	0.66	0.48	---	---
8.25	---	---	---	165.00	84.15	8.42	1.09	1.22	0.95	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.19	0.21	0.93	0.66	0.48	---	---
8.73	10	MH	93	174.50	89.00	8.90	1.06	1.22	0.95	1.10	1.00	13	14	5.0	1.2	21.22	0.18	0.20	0.93	0.66	0.47	0.23	NL
9.23	---	---	---	184.50	94.10	9.41	1.03	1.22	0.95	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.17	0.19	0.92	0.66	0.47	---	---
9.73	8	NL	70	194.50	99.20	9.92	1.00	1.22	0.95	1.10	1.00	10	10	5.0	1.2	17.29	0.16	0.18	0.91	0.66	0.46	0.18	NL
10.23	---	---	---	204.50	104.30	10.43	0.98	1.22	0.95	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.16	0.17	0.90	0.66	0.46	---	---
10.73	7	MH	93	214.50	109.4	10.9	1.0	1.2	1.0	1.1	1.0	9	9	5.0	1.2	15.8	0.1	0.2	0.9	0.7	0.5	0.2	NL
11.23	---	---	---	224.50	114.50	11.45	0.93	1.22	1.00	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.14	0.16	0.88	0.66	0.45	---	---
11.73	11	Sp	0	234.50	119.6	12.0	0.9	1.2	1.0	1.1	1.0	15	13	0.0	1.0	13.4	0.1	0.2	0.9	0.7	0.4	0.1	0.2
12.23	---	---	---	244.50	124.70	12.47	0.90	1.22	1.00	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.13	0.16	0.85	0.66	0.43	---	---
12.73	13	NL	86	254.50	129.8	13.0	0.9	1.2	1.0	1.1	1.0	17	15	5.7	1.2	24.0	0.1	0.2	0.8	0.7	0.4	0.3	NL
13.23	---	---	---	264.50	134.90	13.49	0.86	1.22	1.00	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.12	0.15	0.82	0.66	0.42	---	---
13.73	19	MH	95	274.50	140.0	14.0	0.8	1.2	1.0	1.1	1.0	25	22	5.0	1.2	30.9	0.1	0.2	0.8	0.7	0.4	---	NL
14.23	---	---	---	284.50	145.10	14.51	0.83	1.22	1.00	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.12	0.15	0.79	0.66	0.40	---	---
14.73	22	MH	97	294.50	150.2	15.0	0.8	1.2	1.0	1.1	1.0	30	5	5.0	1.2	11.0	0.1	0.2	0.8	0.7	0.4	0.1	NL
15.27	---	---	---	305.30	155.70	15.57	0.80	1.22	1.00	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.12	0.15	0.75	0.66	0.38	---	---

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 5-46. Resultados análisis de Licuación Sondaje T-2.

Prof (m)	Nº golpes	USCS	(%) Finos	σ'_{vc} (kPa)	σ'_{vc} (kPa)	σ'_{vc} (Ton/m ²)	CN	CE	CR	CB	CS	(N) ₆₀	(N) ₁₀₀	α	β	(N) ₁₀₀ _{cs}	a	b	rd	MSF	CSR	CR7.5	FS
0.10	---	---	---	2.00	1.00	0.10	1.70	1.22	0.75	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.87	0.87	1.00	0.66	0.52	---	---
0.43	21	SP	3	8.50	4.34	0.43	1.70	1.22	0.75	1.10	1.00	21	36	0.00	1.00	35.93	0.75	0.75	1.00	0.66	0.51	NL	NL
0.88	---	---	---	17.50	8.93	0.89	1.70	1.22	0.75	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.65	0.66	1.00	0.66	0.51	NL	NL
1.33	43	SP-SM	5	26.50	13.52	1.35	1.70	1.22	0.75	1.10	1.00	43	74	0.00	1.00	73.58	0.58	0.59	0.99	0.66	0.51	NL	NL
1.85	---	---	---	37.00	18.87	1.89	1.70	1.22	0.75	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.52	0.53	0.99	0.66	0.50	---	---
2.38	6	MH	81	47.50	24.23	2.42	1.70	1.22	0.75	1.10	1.00	6	10	5.00	1.20	17.32	0.47	0.48	0.98	0.66	0.50	0.2	NL
2.90	---	---	---	58.00	29.58	2.96	1.70	1.22	0.75	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.43	0.43	0.98	0.66	0.50	---	---
3.43	2	MH	77	68.50	34.94	3.49	1.69	1.22	0.75	1.10	1.00	2	3	5.00	1.20	9.09	0.39	0.40	0.98	0.66	0.50	0.1	NL
3.88	---	---	---	77.50	39.53	3.95	1.59	1.22	0.75	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.36	0.37	0.97	0.66	0.50	---	---
4.33	7	SP-SM	10	86.50	44.12	4.41	1.51	1.22	0.85	1.10	1.00	8	12	0.87	1.02	13.15	0.34	0.35	0.97	0.66	0.49	0.1	0.2
4.92	---	---	---	98.30	50.13	5.01	1.41	1.22	0.85	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.31	0.32	0.97	0.66	0.49	---	---
5.51	9	---	34	110.10	56.15	5.62	1.33	1.22	0.85	1.10	1.00	10	14	4.93	1.19	21.21	0.28	0.29	0.96	0.66	0.49	0.2	0.3
5.99	---	---	---	119.80	61.10	6.11	1.28	1.22	0.85	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.26	0.27	0.96	0.66	0.49	---	---
6.48	80	NL	53	129.50	66.05	6.60	1.23	1.22	0.85	1.10	1.00	91	112	5.00	1.20	---	0.24	0.26	0.95	0.66	0.49	NL	NL
6.98	---	---	---	139.50	71.15	7.11	1.19	1.22	0.85	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.23	0.24	0.95	0.66	0.48	---	---
7.45	R	SM	44	148.90	75.94	7.59	1.15	1.22	0.95	1.10	1.00	R	R	5.00	1.20	R	0.22	0.23	0.94	0.66	0.48	NL	NL
7.97	---	---	---	159.40	81.29	8.13	1.11	1.22	0.95	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.20	0.21	0.94	0.66	0.48	---	---
8.52	R	SM	42	170.30	86.85	8.69	1.07	1.22	0.95	1.10	1.00	R	R	5.00	1.20	R	0.19	0.20	0.93	0.66	0.47	NL	NL
9.03	---	---	---	180.60	92.11	9.21	1.04	1.22	0.95	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.18	0.19	0.92	0.66	0.47	---	---
9.56	87	SM	28	191.10	97.46	9.75	1.01	1.22	0.95	1.10	1.00	111	112	4.56	1.14	R	0.17	0.18	0.91	0.66	0.47	NL	NL
10.04	---	---	---	200.80	102.41	10.24	0.99	1.22	0.95	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.16	0.18	0.90	0.66	0.46	---	---
10.53	83	SM	39	210.50	107.36	10.74	0.97	1.22	0.95	1.10	1.00	106	102	5.00	1.20	R	0.15	0.17	0.89	0.66	0.46	NL	NL
11.05	---	---	---	220.90	112.66	11.27	0.94	1.22	1.00	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.14	0.16	0.88	0.66	0.45	---	---
11.55	R	SM	29	231.00	117.81	11.78	0.92	1.22	1.00	1.10	1.00	R	R	4.64	1.15	R	0.14	0.16	0.87	0.66	0.44	NL	NL
12.05	---	---	---	240.90	122.86	12.29	0.90	1.22	1.00	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.13	0.16	0.86	0.66	0.44	---	---
12.51	R	SM	36	250.20	127.60	12.76	0.89	1.22	1.00	1.10	1.00	R	R	5.00	1.20	R	0.13	0.15	0.84	0.66	0.43	NL	NL
13.08	---	---	---	261.50	133.37	13.34	0.87	1.22	1.00	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.13	0.15	0.82	0.66	0.42	---	---
13.46	R	NL	50	269.10	137.24	13.72	0.85	1.22	1.00	1.10	1.00	R	R	5.00	1.20	R	0.12	0.15	0.81	0.66	0.41	NL	NL
13.97	---	---	---	279.30	142.44	14.24	0.84	1.22	1.00	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.12	0.15	0.80	0.66	0.41	---	---
14.49	R	SM	48	289.80	147.80	14.78	0.82	1.22	1.00	1.10	1.00	R	R	2.00	1.20	R	0.12	0.15	0.78	0.66	0.40	NL	NL
14.98	---	---	---	299.60	152.80	15.28	0.81	1.22	1.00	1.10	1.00	---	---	---	---	---	0.12	0.15	0.76	0.66	0.39	---	---

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 5-47. Resultados análisis de Licuación Sondaje SF-1

Prof (m)	Nº golpes	USCS	(%) Finos	σ'_v (Kpa)	σ'_v (Kpa)	σ'_{vc} (Ton/m ²)	CN	CE	CR	CB	CS	(N) ₆₀	(N1) ₆₀	α	β	(N1) ₆₀ ^{cs}	a	b	rd	MSF	CSR	CRR7,5	FS
0,73	5	SP	2,00	14,50	7,25	0,73	1,70	1,22	0,75	1,10	1,00	5	9	5,00	1,20	15,27	0,68	0,68	1,00	0,66	0,52	0,16	0,21
1,2	---	---	---	24,50	12,50	1,25	1,70	1,22	0,75	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,60	0,60	0,99	0,66	0,51	---	---
1,73	9	MH	99,00	34,50	17,60	1,76	1,70	1,22	0,75	1,10	1,00	9	15	5,00	1,20	23,48	0,53	0,54	0,99	0,66	0,50	0,26	NL
2,2	---	---	---	44,00	22,44	2,24	1,70	1,22	0,75	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,48	0,49	0,99	0,66	0,50	---	---
2,68	10	ML	94,00	53,50	27,29	2,73	1,70	1,22	0,75	1,10	1,00	10	17	5,00	1,20	25,53	0,44	0,45	0,98	0,66	0,50	0,30	NL
3,2	---	---	---	64,00	32,64	3,26	1,70	1,22	0,75	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,40	0,41	0,98	0,66	0,50	---	---
3,73	7	ML	95,00	74,50	38,00	3,80	1,62	1,22	0,75	1,10	1,00	7	11	5,00	1,20	18,72	0,37	0,38	0,97	0,66	0,50	0,20	NL
4,2	---	---	---	84,50	43,10	4,31	1,52	1,22	0,85	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,34	0,35	0,97	0,66	0,50	---	---
4,7	8	SM	38,00	94,50	48,20	4,82	1,44	1,22	0,85	1,10	1,00	9	13	5,00	1,20	20,77	0,32	0,33	0,97	0,66	0,49	0,23	0,30
5,2	---	---	---	104,00	53,04	5,30	1,37	1,22	0,85	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,29	0,30	0,96	0,66	0,49	---	---
5,7	11	---	---	86,00	113,50	57,89	1,31	1,22	0,85	1,10	1,00	13	16	5,00	1,20	24,79	0,27	0,29	0,96	0,66	0,49	0,29	NL
6,2	---	---	---	124,00	63,24	6,32	1,26	1,22	0,95	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,25	0,27	0,96	0,66	0,48	---	---
6,7	9	MH	90,00	134,50	68,60	6,86	1,21	1,22	0,95	1,10	1,00	11	14	5,00	1,20	21,62	0,24	0,25	0,95	0,66	0,48	0,24	NL
7,2	---	---	---	144,00	73,44	7,34	1,17	1,22	0,95	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,22	0,23	0,95	0,66	0,48	---	---
7,7	10	CL	76,00	153,50	78,29	7,83	1,13	1,22	0,95	1,10	1,00	13	14	5,00	1,20	22,29	0,21	0,22	0,94	0,66	0,48	0,25	NL
8,2	---	---	---	164,00	83,64	8,36	1,09	1,22	0,95	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,20	0,21	0,93	0,66	0,48	---	---
8,7	11	CL	87,00	174,50	89,00	8,90	1,06	1,22	0,95	1,10	1,00	14	15	5,00	1,20	22,84	0,18	0,20	0,93	0,66	0,47	0,25	NL
9,2	---	---	---	184,50	94,10	9,41	1,03	1,22	0,95	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,17	0,19	0,92	0,66	0,47	---	---
9,7	9	CL	80,00	194,50	99,20	9,92	1,00	1,22	1,00	1,10	1,00	11	12	5,00	1,20	18,82	0,16	0,18	0,91	0,66	0,46	0,20	NL
10,2	---	---	---	204,00	104,04	10,40	0,98	1,22	1,00	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,16	0,17	0,90	0,66	0,46	---	---
10,68	8	---	---	86,00	108,89	10,89	0,96	1,22	1,00	1,10	1,00	11	10	5,00	1,20	17,35	0,15	0,17	0,89	0,66	0,45	0,18	NL
11,2	---	---	---	224,50	114,50	11,45	0,93	1,22	1,00	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,14	0,16	0,88	0,66	0,45	---	---

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
 Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 5-48. Resultados análisis de Licuación Sondaje SF-1

Prof (m)	Nº golpes	USCS	(%) Finos	σ'_v (Kpa)	σ'_v (Kpa)	σ'_{vc} (Ton/m ²)	CN	CE	CR	CB	CS	(N) ₁₆₀	(N) ₁₆₀	α	β	(N) ₁₆₀ ^{cs}	a	b	rd	MSF	CSR	CRR7,5	FS
0,73	5	SP	2,00	14,50	7,25	0,73	1,70	1,22	0,75	1,10	1,00	5	9	5,00	1,20	15,27	0,68	0,68	1,00	0,66	0,52	0,16	0,21
1,2	---	---	---	24,50	12,50	1,25	1,70	1,22	0,75	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,60	0,60	0,99	0,66	0,51	---	---
1,73	9	MH	99,00	34,50	17,60	1,76	1,70	1,22	0,75	1,10	1,00	9	15	5,00	1,20	23,48	0,53	0,54	0,99	0,66	0,50	0,26	NL
2,2	---	---	---	44,00	22,44	2,24	1,70	1,22	0,75	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,48	0,49	0,99	0,66	0,50	---	---
2,68	10	ML	94,00	53,50	27,29	2,73	1,70	1,22	0,75	1,10	1,00	10	17	5,00	1,20	25,53	0,44	0,45	0,98	0,66	0,50	0,30	NL
3,2	---	---	---	64,00	32,64	3,26	1,70	1,22	0,75	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,40	0,41	0,98	0,66	0,50	---	---
3,73	7	ML	95,00	74,50	38,00	3,80	1,62	1,22	0,75	1,10	1,00	7	11	5,00	1,20	18,72	0,37	0,38	0,97	0,66	0,50	0,20	NL
4,2	---	---	---	84,50	43,10	4,31	1,52	1,22	0,85	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,34	0,35	0,97	0,66	0,50	---	---
4,7	8	SM	38,00	94,50	48,20	4,82	1,44	1,22	0,85	1,10	1,00	9	13	5,00	1,20	20,77	0,32	0,33	0,97	0,66	0,49	0,23	0,30
5,2	---	---	---	104,00	53,04	5,30	1,37	1,22	0,85	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,29	0,30	0,96	0,66	0,49	---	---
5,7	11	---	---	86,00	113,50	5,79	1,31	1,22	0,85	1,10	1,00	13	16	5,00	1,20	24,79	0,27	0,29	0,96	0,66	0,49	0,29	NL
6,2	---	---	---	124,00	63,24	6,32	1,26	1,22	0,95	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,25	0,27	0,96	0,66	0,48	---	---
6,7	9	MH	90,00	134,50	68,60	6,86	1,21	1,22	0,95	1,10	1,00	11	14	5,00	1,20	21,62	0,24	0,25	0,95	0,66	0,48	0,24	NL
7,2	---	---	---	144,00	73,44	7,34	1,17	1,22	0,95	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,22	0,23	0,95	0,66	0,48	---	---
7,7	10	CL	76,00	153,50	78,29	7,83	1,13	1,22	0,95	1,10	1,00	13	14	5,00	1,20	22,29	0,21	0,22	0,94	0,66	0,48	0,25	NL
8,2	---	---	---	164,00	83,64	8,36	1,09	1,22	0,95	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,20	0,21	0,93	0,66	0,48	---	---
8,7	11	CL	87,00	174,50	89,00	8,90	1,06	1,22	0,95	1,10	1,00	14	15	5,00	1,20	22,84	0,18	0,20	0,93	0,66	0,47	0,25	NL
9,2	---	---	---	184,50	94,10	9,41	1,03	1,22	0,95	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,17	0,19	0,92	0,66	0,47	---	---
9,7	9	CL	80,00	194,50	99,20	9,92	1,00	1,22	1,00	1,10	1,00	11	12	5,00	1,20	18,82	0,16	0,18	0,91	0,66	0,46	0,20	NL
10,2	---	---	---	204,00	104,04	10,40	0,98	1,22	1,00	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,16	0,17	0,90	0,66	0,46	---	---
10,68	8	---	---	86,00	108,89	10,89	0,96	1,22	1,00	1,10	1,00	11	10	5,00	1,20	17,35	0,15	0,17	0,89	0,66	0,45	0,18	NL
11,2	---	---	---	224,50	114,50	11,45	0,93	1,22	1,00	1,10	1,00	---	---	---	---	---	0,14	0,16	0,88	0,66	0,45	---	---

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 5-49 Resultados análisis de Licuación Sondaje SF-2.

Prof (m)	Nº golpes	USCS	(%) Finos	σ_v (kpa)	σ_v (kpa)	σ'_{vc} (Ton/m ²)	CN	CE	CR	CB	CS	(N) ₆₀	(N1) ₆₀	α	β	(N1) ₆₀ - σ_v	a	b	rd	MSF	CSR	CRR7,5	F5
1.03	9	ML	59	20.5	10.3	1.0	1.7	1.2	0.8	1.1	1.0	9	15	5.0	1.2	23	0.63	0.63	0.99	0.66	0.52	0.26	NL
1.55	---	---	---	30.9	15.8	1.6	1.7	1.2	0.8	1.1	1.0	---	---	---	---	---	0.55	0.56	0.99	0.66	0.50	---	---
2.04	7	SP	1	40.8	20.8	2.1	1.7	1.2	0.8	1.1	1.0	7	12	0.0	1.0	12	0.50	0.51	0.99	0.66	0.50	0.13	0.17
2.57	---	---	---	51.3	26.2	2.6	1.7	1.2	0.8	1.1	1.0	---	---	---	---	---	0.45	0.46	0.98	0.66	0.50	---	---
3.12	12	ML	56	62.3	31.8	3.2	1.7	1.2	0.8	1.1	1.0	12	21	5.0	1.2	30	0.41	0.42	0.98	0.66	0.50	0.44	NL
3.64	---	---	---	72.8	37.1	3.7	1.6	1.2	0.8	1.1	1.0	---	---	---	---	---	0.37	0.38	0.98	0.66	0.50	---	---
4.17	16	ML	59	83.3	42.5	4.2	1.5	1.2	0.9	1.1	1.0	18	28	5.0	1.2	38.60	0.34	0.35	0.97	0.66	0.50	NL	NL
4.69	---	---	---	93.7	47.8	4.8	1.4	1.2	0.9	1.1	1.0	---	---	---	---	---	0.32	0.33	0.97	0.66	0.49	---	---
5.21	7	ML	78	104.1	53.1	5.3	1.4	1.2	0.9	1.1	1.0	8	11	5.0	1.2	18.15	0.29	0.30	0.96	0.66	0.49	0.19	NL
5.89	---	---	---	117.7	60.0	6.0	1.3	1.2	0.9	1.1	1.0	---	---	---	---	---	0.27	0.28	0.96	0.66	0.49	---	---
6.57	9	ML	92	131.3	67.0	6.7	1.2	1.2	1.0	1.1	1.0	11	14	5.0	1.2	22	0.24	0.25	0.95	0.66	0.49	0.24	NL
7.09	---	---	---	141.7	72.3	7.2	1.2	1.2	1.0	1.1	1.0	---	---	---	---	---	0.23	0.24	0.95	0.66	0.48	---	---
7.61	8	ML	95	152.1	77.6	7.8	1.1	1.2	1.0	1.1	1.0	10	12	5.0	1.2	19	0.21	0.22	0.94	0.66	0.48	0.20	NL
8.13	---	---	---	162.6	82.9	8.3	1.1	1.2	1.0	1.1	1.0	---	---	---	---	---	0.20	0.21	0.94	0.66	0.48	---	---
8.66	7	MH	97	173.1	88.3	8.8	1.1	1.2	1.0	1.1	1.0	9	9	5.0	1.2	16	0.19	0.20	0.93	0.66	0.47	0.17	NL
9.17	---	---	---	183.4	93.5	9.4	1.0	1.2	1.0	1.1	1.0	---	---	---	---	---	0.17	0.19	0.92	0.66	0.47	---	---
9.69	11	MH	93	193.7	98.8	9.9	1.0	1.2	1.0	1.1	1.0	14	14	5.0	1.2	21.93	0.17	0.18	0.91	0.66	0.46	0.24	NL
10.21	---	---	---	204.2	104.1	10.4	1.0	1.2	1.0	1.1	1.0	---	---	---	---	---	0.16	0.17	0.90	0.66	0.46	---	---
10.74	8	MH	97	214.7	109.5	10.9	1.0	1.2	1.0	1.1	1.0	10	10	5.0	1.2	16.70	0.15	0.17	0.89	0.66	0.45	0.18	NL
11.25	---	---	---	225.0	114.8	11.5	0.9	1.2	1.0	1.1	1.0	---	---	---	---	---	0.14	0.16	0.88	0.66	0.45	---	---
11.77	6	MH	76	235.3	120.0	12.0	0.9	1.2	1.0	1.1	1.0	8	7	5.0	1.2	13.38	0.14	0.16	0.86	0.66	0.44	0.14	NL
12.29	---	---	---	245.8	125.4	12.5	0.9	1.2	1.0	1.1	1.0	---	---	---	---	---	0.13	0.16	0.85	0.66	0.43	---	---
12.82	9	ML	87	256.3	130.7	13.1	0.9	1.2	1.0	1.1	1.0	12	11	5.0	1.2	17.68	0.13	0.15	0.83	0.66	0.42	0.19	NL
13.32	---	---	---	266.4	135.9	13.6	0.9	1.2	1.0	1.1	1.0	---	---	---	---	---	0.12	0.15	0.82	0.66	0.42	---	---
13.83	13	ML	90	276.5	141.0	14.1	0.8	1.2	1.0	1.1	1.0	17	15	5.0	1.2	22.63	0.12	0.15	0.80	0.66	0.41	0.25	NL
14.35	---	---	---	287.0	146.4	14.6	0.8	1.2	1.0	1.1	1.0	---	---	---	---	---	0.12	0.15	0.78	0.66	0.40	---	---
14.88	24	ML	74	297.5	151.7	15.2	0.8	1.2	1.0	1.1	1.0	32	26	5.0	1.2	36.38	0.12	0.15	0.76	0.66	0.39	NL	NL
15.37	---	---	---	307.4	156.8	15.7	0.8	1.2	1.0	1.1	1.0	---	---	---	---	---	0.12	0.15	0.75	0.66	0.38	---	---
15.84	27	ML	66	316.8	161.6	16.2	0.8	1.2	1.0	1.1	1.0	36	29	5.0	1.2	39.21	0.12	0.16	0.73	0.66	0.37	NL	NL
16.37	---	---	---	327.4	167.0	16.7	0.8	1.2	1.0	1.1	1.0	---	---	---	---	---	0.12	0.16	0.72	0.66	0.36	---	---
16.93	28	MH	92	338.5	172.6	17.3	0.8	1.2	1.0	1.1	1.0	38	29	5.0	1.2	39.32	0.12	0.17	0.70	0.66	0.36	NL	NL
17.43	---	---	---	348.5	177.7	17.8	0.8	1.2	1.0	1.1	1.0	---	---	---	---	---	0.12	0.17	0.68	0.66	0.35	---	---
17.93	26	MH	99	358.5	182.8	18.3	0.7	1.2	1.0	1.1	1.0	35	26	5.0	1.2	35.97	0.12	0.18	0.67	0.66	0.34	NL	NL
18.48	---	---	---	369.5	188.4	18.8	0.7	1.2	1.0	1.1	1.0	---	---	---	---	---	0.12	0.18	0.65	0.66	0.33	---	---

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 5-50. Resultados análisis de Licuación Sondaje SF-3.

Prof (m)	Nº golpes	USCS	(%) Fines	σ'_{vc} (Kpa)	σ'_{vc} (Kpa)	σ'_{vc} (Ton/m2)	CN	CE	CR	CB	CS	(N)eo	(N1)eo	α	β	(N1)eo _{cs}	a	b	rd	MSF	CSR	CRR7,5	FS
0,8	5	ML	69,0	16,5	8,3	0,8	1,7	1,2	0,75	1,1	1,0	5,0	9	5,0	1,2	15,3	0,7	0,7	1,0	0,7	0,5	0,2	NL
1,2	---	---	---	24,5	12,5	1,2	1,7	1,2	0,75	1,1	1,0	---	---	---	---	---	0,6	0,6	1,0	0,7	0,5	---	---
1,6	10	ML	93,0	32,5	16,6	1,7	1,7	1,2	0,75	1,1	1,0	10,1	17	5,0	1,2	25,5	0,5	0,6	1,0	0,7	0,5	0,3	NL
2,1	---	---	---	42,7	21,8	2,2	1,7	1,2	0,75	1,1	1,0	---	---	---	---	---	0,5	0,5	1,0	0,7	0,5	---	---
2,6	6	ML	94,0	52,9	27,0	2,7	1,7	1,2	0,75	1,1	1,0	6,0	10	5,0	1,2	17,3	0,4	0,5	1,0	0,7	0,5	0,2	NL
3,1	---	---	---	62,7	32,0	3,2	1,7	1,2	0,75	1,1	1,0	---	---	---	---	---	0,4	0,4	1,0	0,7	0,5	---	---
3,6	6	MH	96,0	72,5	37,0	3,7	1,6	1,2	0,75	1,1	1,0	6,0	10	5,0	1,2	16,9	0,4	0,4	1,0	0,7	0,5	0,2	NL
4,2	---	---	---	83,0	42,3	4,2	1,5	1,2	0,75	1,1	1,0	---	---	---	---	---	0,3	0,4	1,0	0,7	0,5	---	---
4,7	2	ML	79,0	93,5	47,7	4,8	1,4	1,2	0,85	1,1	1,0	2,3	3	5,0	1,2	9,0	0,3	0,3	1,0	0,7	0,5	0,1	NL
5,2	---	---	---	103,3	52,7	5,3	1,4	1,2	0,85	1,1	1,0	---	---	---	---	---	0,3	0,3	1,0	0,7	0,5	---	---
5,7	5	ML	83,0	113,1	57,7	5,8	1,3	1,2	0,85	1,1	1,0	5,7	8	5,0	1,2	14,0	0,3	0,3	1,0	0,7	0,5	0,2	NL
6,1	---	---	---	122,8	62,6	6,3	1,3	1,2	0,85	1,1	1,0	---	---	---	---	---	0,3	0,3	1,0	0,7	0,5	---	---
6,6	6	CL	82,0	132,5	67,6	6,8	1,2	1,2	0,85	1,1	1,0	6,8	8	5,0	1,2	15,0	0,2	0,3	1,0	0,7	0,5	0,2	NL
7,2	---	---	---	143,0	72,9	7,3	1,2	1,2	0,85	1,1	1,0	---	---	---	---	---	0,2	0,2	0,9	0,7	0,5	---	---
7,7	21	SM	29,0	153,5	78,3	7,8	1,1	1,2	0,85	1,1	1,0	24,0	27	4,6	1,1	35,7	0,2	0,2	0,9	0,7	0,5	NL	NL
8,2	---	---	---	163,0	83,1	8,3	1,1	1,2	0,95	1,1	1,0	---	---	---	---	---	0,2	0,2	0,9	0,7	0,5	---	---
8,6	8	CL	73,0	172,5	88,0	8,8	1,1	1,2	0,95	1,1	1,0	10,2	11	5,0	1,2	18,0	0,2	0,2	0,9	0,7	0,5	0,2	NL
9,1	---	---	---	182,8	93,2	9,3	1,0	1,2	0,95	1,1	1,0	---	---	---	---	---	0,2	0,2	0,9	0,7	0,5	---	---
9,7	10	ML	65,0	193,1	98,5	9,8	1,0	1,2	0,95	1,1	1,0	12,7	13	0,0	1,0	12,8	0,2	0,2	0,9	0,7	0,5	0,1	NL
10,2	---	---	---	203,3	103,7	10,4	1,0	1,2	0,95	1,1	1,0	---	---	---	---	---	0,2	0,2	0,9	0,7	0,5	---	---
10,7	23	SM	45,0	213,5	108,9	10,9	1,0	1,2	0,95	1,1	1,0	29,3	28	0,0	1,0	28,1	0,1	0,2	0,9	0,7	0,5	0,4	0,5
11,2	---	---	---	223,5	114,0	11,4	0,9	1,2	0,95	1,1	1,0	---	---	---	---	---	0,1	0,2	0,9	0,7	0,4	---	---
11,7	18	SC	44,0	233,5	119,1	11,9	0,9	1,2	1,00	1,1	1,0	24,2	22	0,0	1,0	22,1	0,1	0,2	0,9	0,7	0,4	0,2	0,4
12,2	---	---	---	243,5	124,2	12,4	0,9	1,2	1,00	1,1	1,0	---	---	---	---	---	0,1	0,2	0,9	0,7	0,4	---	---
12,7	19	CH	86,0	253,5	129,3	12,9	0,9	1,2	1,00	1,1	1,0	25,5	22	0,0	1,0	22,4	0,1	0,2	0,8	0,7	0,4	0,2	NL
13,2	---	---	---	263,0	134,1	13,4	0,9	1,2	1,00	1,1	1,0	---	---	---	---	---	0,1	0,2	0,8	0,7	0,4	---	---
13,6	16	MH	84,0	272,5	139,0	13,9	0,8	1,2	1,00	1,1	1,0	21,5	18	0,0	1,0	18,2	0,1	0,2	0,8	0,7	0,4	0,2	NL
14,2	---	---	---	283,0	144,3	14,4	0,8	1,2	1,00	1,1	1,0	---	---	---	---	---	0,1	0,2	0,8	0,7	0,4	---	---
14,7	14	CL	68,0	293,5	149,7	15,0	0,8	1,2	1,00	1,1	1,0	18,8	15	0,0	1,0	15,4	0,1	0,2	0,8	0,7	0,4	0,2	NL
15,2	---	---	---	303,5	154,8	15,5	0,8	1,2	1,00	1,1	1,0	---	---	---	---	---	0,1	0,2	0,8	0,7	0,4	---	---
15,7	21	MH	88,0	313,5	159,9	16,0	0,8	1,2	1,00	1,1	1,0	28,2	22	0,0	1,0	22,3	0,1	0,2	0,7	0,7	0,4	0,2	NL
16,3	---	---	---	325,5	166,0	16,6	0,8	1,2	1,00	1,1	1,0	---	---	---	---	---	0,1	0,2	0,7	0,7	0,4	---	---

En conclusión, de los análisis realizados se puede asegurar que el suelo de fundación presenta factores de seguridad elevados ante la licuación y ésta se produciría puntualmente en lentes de suelos areno limosos detectados en los sondeos T-2 y SF1, producto principalmente de que en el área de proyecto se encuentran suelos finos que clasifican como ML y MH.

5.3.2.5 RIESGO DE SOCAVACIÓN

Para la definición de la cota de sello de fundación, una variable adicional a las ya consideradas, se requiere analizar el riesgo de socavación, principalmente ante el cambio de corrientes y crecidas.

5.3.2.6 FUNDACIONES Y EXCAVACIONES

Dada la posibilidad de fundar permanentemente estructuras superficialmente, se debe tener presente que el suelo de fundación es principalmente consolidable, por lo que es necesario prever la posibilidad de que se produzcan deformaciones verticales en los casos estático y sísmico, aun así, en caso de que estos elementos sean poco sensibles a estas deformaciones se podrán fundar de manera superficial con un enterramiento mínimo de 1.0 m y hasta alcanzar el suelo natural no removido sin excepción.

Inicialmente, se recomienda todas las estructuras con mayores requerimientos respecto de los asentamientos ($St < 1.5$ cm) se apoyen sobre pilotes, micropilotes que alcancen el estrato de arena densa o suelo fino con un índice de golpes superior a 20 golpes/pie y penetren en él a lo menos 2.50 m.

a. Pavimentos

Producto de los probables asentamientos por consolidación en el área en estudio, se entrega, si se requiriese, la siguiente propuesta estructural mínima para la ejecución de los pavimentos, los que se apoyaran en un relleno compactado controlado.

Tabla 5-51. Solución estructural Pavimentos Adocretos.

PAVIMENTO DE ADOCRETOS
Capa de Arena $e = 3$ cm; 5% finos bajo 0.08 mm
Base $e = 20$ cm
Sub - Base $e = 35$ cm
SUBRASANTE RELLENO ARTIFICIAL COMPACTADO/CONTROLADO REFORZADO CON COLUMNAS DE GRAVA O GEOPIER

La base/subbase estabilizada que servirá de apoyo al pavimento de adocretos, se colocará de modo de cumplir con las condiciones geométricas del proyecto y de modo que tenga un espesor mínimo de 20 y 35 cm respectivamente. El material a emplear deberá cumplir con lo indicado en los párrafos siguientes:

Deberá estar libres de materia vegetal, terrones de arcilla y deberá cumplir con la siguiente banda granulométrica:

Tabla 5-52. Banda granulométrica de la base.

Criba o Malla N° (Malla ASTM)	% en peso que pasa
Criba de 2"	100
Criba de 1½"	70 - 100
Criba de 1"	55 - 85
Criba de 3/8"	40 - 70
Malla N° 4	30 - 60
Malla N° 10	20 - 50
Malla N° 40	10 - 30
Malla N° 200	0 - 12

- La fracción que pasa la malla N°200 deberá ser menor que la mitad de la fracción que pasa por la malla N°40.
- La fracción fina (bajo malla N°200) deberá tener un límite líquido menor a 25 y un índice de plasticidad inferior a 6.
- La fracción gruesa del material (sobre malla N°4) deberá tener un desgaste Los Ángeles máximo 30%.
- Para la Base el valor del C.B.R. de laboratorio deberá ser superior a 50% y la subbase de 30%. Suelo compactado al 95% de la Densidad Máxima Compactada Seca, dada por el ensaye Proctor Modificado.

- El material se colocará casi horizontalmente cubriendo la superficie proyectada de pavimento. El espesor suelto máximo de la capa será de aproximadamente 20 cm. La compactación se realizará con rodillo vibrador de peso estático no inferior a 6.0 ton. La densidad seca mínima a exigir será equivalente al 95% de la densidad máxima seca dada por el ensayo Proctor Modificado o el 80% de la densidad relativa.
- El control que se realizará será el siguiente:
 - 4 clasificaciones USCS completa del material de base/subbase
 - 4 CBR al 95% del Proctor Modificado del material de base/subbase
 - Un control de densidad in situ cada 150 m² de cada capa colocada, con un mínimo de dos controles por capa colocada.

Nota Puntualmente, se podrán sustentar estructuras livianas en los pavimentos o sobre dados de hormigón apoyados en el mejoramiento señalado anteriormente. Aun así, estos elementos no podrán tener restricciones respecto de asentamientos diferenciales o desangulaciones, además de una fácil reparación si ellos se produjesen.

- Para efectos de diseño, dado los resultados de los ensayos efectuados, se puede considerar para la subrasante un valor de CBR del 20%, correspondiendo esta arena, o grava arenosa, compacta y no removida;
- Respecto de rellenos para pavimentos trasdós de estructuras de contención, será necesario considerar el uso de geogrillas para su refuerzo, en a lo menos 1.20 m de altura, 3 líneas, del tipo UX y BX según sea el caso;

b. Excavaciones

Las excavaciones para fundaciones (zapatas aisladas) serán verticales y entibadas, para alturas menores a 1.75 m. La excavación general temporal, si se requiriese, tendrá una pendiente máxima de 35° respecto de la horizontal.

La pendiente anteriormente señalada, considera que **NO** existirán escurrimientos de agua tanto a los pies, talud o coronamiento de la excavación ejecutada.

c. Enrocados

Para la ribera, si se estima necesario, se recomienda el uso de enrocado o geocolchón de modo de controlar la socavación.

Antes de la materialización de los enrocados se efectuará un dragado de a lo menos 1.00 m respecto del nivel actual de terreno y un mínimo de 0.50 m bajo la cota de socavación. Se podrá elevar la cota de

coronamiento del enrocado existente, retirando previamente posibles rellenos artificiales no controlados existentes en terreno, antes de la colocación del nuevo material.

En el acápite 17, se entregan todas las recomendaciones de respecto de los enrocados, bandas granulométricas, materiales, etc.

Para este ítem, es necesario considerar la presencia de fango y la ocurrencia de asentamientos por consolidación.

5.3.2.7 CAPACIDAD DE SOPORTE DE FUNDACIONES SUPERFICIALES

Para el cálculo de la capacidad de soporte considerando las conclusiones de la exploración ejecutada, se recomienda el apoyo las estructuras proyectadas sobre micropilotes, pilotes de acero. La capacidad de soporte y asentamientos estarán dadas por las características de estos elementos según se señala en los acápites siguientes. En caso de que las restricciones por deformación verticales sean poco relevantes, se consideraran las siguientes recomendaciones desde el punto de vista de la capacidad de soporte:

Para el cálculo de la capacidad de soporte para las estructuras proyectadas, se ha utilizado la expresión de Hansen 1970

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q} N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

N_c = igual que Meyerhof. $N_c = (N_q - 1) \cot \phi$

N_q = igual que Meyerhof. $N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$

N_γ = igual que Meyerhof. $N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \phi)$

Factores de Forma y área efectiva (B' y L')

$$s_c = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$s_q = 1.0 + \frac{B'}{L'} \sin \phi$$

$$s_\gamma = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$$

Factores de profundidad del sello

$$d_c = 1.0 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$\kappa = \frac{D}{B} \text{ para } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$\kappa = \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \text{ para } \frac{D}{B} > 1$$

κ en radianes

$$d_{\gamma} = 1.00 \quad \text{para todo } \phi$$

Factores de Inclinación de la carga

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_1}$$

$$2 \leq \alpha_1 \leq 5$$

$$i_{\gamma} = \left[1 - \frac{0.7 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$$

$$i_{\gamma} = \left[1 - \frac{(0.7 - n^{\circ}/450^{\circ}) H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$$

$$2 \leq \alpha_2 \leq 5$$

Factores de Inclinación de la superficie

$$g_c = 1.0 - \frac{\beta^{\circ}}{147^{\circ}}$$

$$g_q = g_{\gamma} = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

$$\beta^{\circ} = 0 \Rightarrow$$

$$g_c = g_q = g_{\gamma} = 1.0$$

Factores de Inclinación del sello de fundación

$$b_c = 1 - \frac{n^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$$

$$b_q = \exp(-2n \tan \phi)$$

$$b_\gamma = \exp(-2.7 n \tan \phi)$$

n en radianes

$$\eta^\circ = 0 \Rightarrow$$

$$b_c = b_q = b_\gamma = 1.0$$

Al aplicar las condiciones de apoyo encontradas y los parámetros de resistencia al corte asignados al suelo de fundación, se obtienen las siguientes expresiones para el cálculo de la capacidad de soporte:

Tabla 5-53. Capacidad de Soporte suelo de Fundación superficiales

Unidad	Capacidad de soporte admisible (ton/m ²)
Limo arenoso	$q_{ad} = (13 + 2.5D) \left(1 + 0.39 \frac{B}{L} \right) + 0.4B \left(1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \right) \leq 20.00$
Relleno Integral	25.00

Nota:

- En el cálculo de la capacidad de soporte admisible, se ha considerado un factor de seguridad de 3.0. En el caso sísmico, el valor anteriormente indicado se amplifica por 1.5;
- Se admitirá como mínimo un 80% del área en planta de la fundación en compresión;
- B, L, geometría de la zapata en metros;
- D, profundidad sello de fundación o sello de excavación si se considera relleno Hormigón Pobre;
- En los cálculos se ha considerado el peso unitario boyante;
- Se podrá considerar la capacidad de soporte en material integral, si éste presenta un espesor a lo menos igual a B del ancho de la zapata;
- El integral corresponde a una grava arenosa, acápite 15, compactada a lo menos al 95% de la Densidad Máxima Compactada Seca dada por el ensaye Proctor Modificado o el 80% de la Densidad Relativa.

5.3.2.8 ASENTAMIENTO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES

El cálculo de asentamientos está dado por el punto 5.1.2.8, es decir que se incluyen los puntos 5.1.2.8.1; 5.1.2.8.2 y 5.1.2.8.3.

5.3.2.9 CARACTERÍSTICIZACIÓN SÍSMICA DEL SITIO

La caracterización sísmica en esta sección del informe es la misma que aplica para el punto 5.1.2.9 del presente documento.

5.3.2.10 EMPUJE SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN

La descripción del empuje sobre los muros de contención está explicada previamente en la sección 5.1.2.10 del presente documento.

5.3.2.10.1 Empuje sobre estribos

Los elementos que describen el empuje sobre los estribos están descritos en la sección 5.1.2.10.1 del documento.

5.3.2.10.2 Empuje pasivo

Los elementos que describen el empuje pasivo están descritos en la sección 5.1.2.10.25.1.2.10.1 del documento.

5.3.2.10.3 Condiciones de drenaje del muro de contención

Los elementos que describen las condiciones de drenaje del muro de contención están descritos en la sección 5.1.2.10.3 del documento.

5.3.2.10.4 Área de compresión

Los elementos que describen el área de compresión están descritos en la sección 5.1.2.10.4 del documento.

5.3.2.11 MURO DE TIERRA ESTABILIZADA MECÁNICAMENTE

5.3.2.11.1 Bloques mesa o similar

Los elementos que describen los bloques de mesa o similar están descritos en la sección 5.1.2.11.1 del documento.

5.3.2.11.2 Armaduras de refuerzo (Geomallas)

Los elementos que describen la armadura de refuerzo o geomalla están descritos en la sección 5.1.2.11.2 del documento.

5.3.2.11.3 Conector

Los elementos que describen el conector están descritos en la sección 5.1.2.11.3 del documento.

5.3.2.11.4 Desaplome

Los elementos que describen el desaplome están descritos en la sección 5.1.2.11.4 del documento.

5.3.2.11.5 Enterramiento

Los elementos que describen el enterramiento están descritos en la sección 5.1.2.11.5 del documento.

5.3.2.11.6 Empotramiento

Los elementos que describen el empotramiento están descritos en la sección 5.1.2.11.6 del documento.

5.3.2.12 CAPACIDAD DE CARGA AXIAL DE LOS PILOTES

5.3.2.12.1 Compresión

Las dimensiones de los pilotes de acero deberán ser tales que las cargas solicitantes, sean menores o iguales a la capacidad admisible.

La capacidad de carga del pilote será calculada por la expresión siguiente:

$$P_{ad} = \frac{Punta + Fuste}{F.S.}$$

$$P_{ad} = \frac{A_s (c_p N_c \cdot d_c + \gamma_p R \cdot N_\gamma + \gamma_f L \cdot N_q \cdot d_q) + q_s}{F.S.}$$

$$Fuste: q_s = \frac{S \cdot K \cdot f}{2} \gamma_f L^2 \tan \phi_f$$

Donde:

P_{ad}	=	Capacidad admisible del pilote (ton);
A_s	=	$(1.0) \pi R^2$, área tapón de la sección del pilote (m^2), se considera conservadoramente un tapón equivalente al 80% de la sección llena del pilote, considerando un enterramiento mínimo de 10.0 m.
L	=	Enterramiento del pilote en H-3, se descarta el aporte de los rellenos artificiales no controlados
R	=	Radio del pilote;
γ_f	=	Peso unitario boyante del suelo granular (se usa en promedio 1.00 ton/ m^3);
N_c, N_γ, N_q	=	Factores de capacidad de soporte <i>punta</i> (ϕ_p) (Hansen 1970);
d_c	=	$1 + 0.4 \tan^{-1}(L/B)$ (Factor de profundidad por cohesión)
d_q	=	$1 + 2 \tan \phi_p \cdot (1 - \sin \phi_p) \tan^{-1}(L/B)$ (Factor de Profundidad);
ϕ_f	=	Angulo de fricción interna fuste se adopta $\phi = 20^\circ$ (Tabla 5-42)
$\tan(\phi_f)$	=	Angulo de fricción suelo-pilote;
S	=	Perímetro de la sección transversal del pilote, en m;
K	=	Coefficiente empírico de empuje del suelo $K = 0.75$, pilote hincado;

f = factor de reducción del rozamiento del fuste, pilote de acero hincado $f = 0.9$ (ROM 3.6.4.7.2)

FS = Factor de seguridad. (Considerar $FS = 2.50$ en el caso estático y $FS = 2.00$ en el caso sísmico);

Nota: Se debe procurar que, durante el cálculo, la definición de las funciones trigonométricas sea coherente con las unidades angulares (grados o radianes) que se utilicen. En particular la expresión L/B está expresada en radianes (pues matemáticamente no está acompañada de la unidad “grados”).

Nota: La capacidad admisible (P_{ad}) descrita en la fórmula anterior, se debe evaluar considerando que el peso de los pilotes de acero será incluido en la modelación de la estructura a analizar.

En caso no usual, donde la modelación no considere el peso de los pilotes, se deberá restar el peso propio del mismo a las capacidades anteriormente descritas.

Tabla 5-54. Factores de capacidad de soporte para Hansen

ϕ°	N_c	N_q	$N_\gamma(H)$	N_q/N_c	$2\tan\phi(1-\sin\phi)^2$
0	5.14	1.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	0.57	0.299
30	30.13	18.4	15.1	0.61	0.289
32	35.47	23.2	20.8	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	0.698	0.262
35	46.35	33.5	34.4	0.724	0.255
36	50.55	37.7	40.0	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	0.852	0.214

Notas:

- La punta de los pilotes deberá alcanzar el estrato de arenisca (H-3 por debajo de los 10.0 m de profundidad, Tabla 5-40 y Tabla 5-41.
- A las solicitaciones se sumará la fricción negativa, generada por el estrato H-2;
- El enterramiento se define por debajo de los estratos de suelo fino blando con un $(N1)_{60} < 10$ golpes/pie;

5.3.2.12.2 Fricción negativa

Para el cálculo de la fricción negativa, para un pilote de radio “r” para el espesor de fango y arcilla normalmente consolidada correspondiente, se han estimado los parámetros consolidados drenados de la arcilla y limos existentes en terreno:

Para el cálculo de la fricción negativa, se han considerado los parámetros drenados de la arcilla (ϕ) y limos existentes en terreno y la fricción suelo pilote de acero “ δ ” en radianes sea estimado como el 75% de ϕ :

$$F = 2\pi \cdot r \int_0^L \alpha \cdot k \cdot \gamma \cdot z dz$$

$$F = (2\pi \cdot r)(1 - \sin\phi) \cdot \tan(\delta) \cdot \gamma \int_0^L z dz$$

Donde L, para esta localidad según el sondaje ejecutado se supone igual a 6.66 m

ϕ	20.0000º
γ	1.0000 (ton/m³)
δ	0.2094
α	0.2126 = $\tan(\delta)$
k	0.6580 = $(1 - \sin\phi)$
L	6.66(m)

$$F = 19.6r \quad (\text{ton})$$

5.3.2.12.3 Tracción

Para el cálculo de la resistencia a la tracción de los pilotes se ha propone:

$$T_{ult} = 0.5q_s$$

Donde:

T_{ult} : Carga ultima a la tracción (ton) (ROM 3.6.7.1)

T_{adm} : Carga admisible ($T_{adm} = T_{ult}/FS+W$)

W : Peso del pilote, para longitud total. Para incrementar el valor de W , se puede agregar hormigón al pilote tubular; Para efectos de diseño estructural, se considerará el 80% del pilote relleno con hormigón, sin embargo, constructivamente, este se deberá llenar hasta el nivel superior.

FS : Factor de Seguridad definido;

Nota: La evaluación de la máxima carga a comprar con la capacidad admisible, se considera sobre el extremo superior del pilote. En caso de que dicha carga se determine en el extremo inferior del pilote e incluya el peso propio de éste (el peso propio del pilote disminuye la tracción), la capacidad admisible se determina sin sumar el peso propio del pilote.

En la medida que se realicen sofisticados métodos de control, como PDA o formula de hinka, se podrá reducir el factor de seguridad a $FS = 2.0$ en el caso estático y $FS = 1.80$ en el caso sísmico, con lo cual finalmente se reducirá la penetración del pilote en arena.

5.3.2.13 RELLENOS COMPACTADOS MASIVOS (INTEGRAL)

La sección de rellenos compactados masivos (integral) es la misma indicada en la sección 5.1.2.12.4 del presente documento.

5.3.2.14 TALUDES DE EXCAVACIÓN Y RELLENO

Una vez materializadas las obras, los taludes de relleno sin ningún tipo de refuerzo tendrán una pendiente máxima de 1.5: 1.0 = H: V.

Inicialmente, los taludes de excavación tendrán una pendiente máxima de 35° respecto de la horizontal y se deberá verificar en terreno para cada caso las condiciones in situ para validar o modificar esta condición.

5.3.2.15 MATERIAL ENROCADO

Las características del material de enrocado se encuentran en el punto 5.1.2.14 del documento, donde se incluyen las definiciones, características del enrocado, integridad de la roca, forma y materiales.

5.3.3 Prediseño

5.3.3.1 PILOTES DE ACERO

5.3.3.1.1 Ficha mínima y profundidad de hinca

En las siguientes tablas, se observan las capacidades de soporte admisible estática y sísmica para diferentes diámetros, espesores y largos de pilotes, para cada modelo estratigráfico.

En el anexo 3.3 (c) se entregan las planillas de cálculo para los resultados resumidos a continuación.

La capacidad de carga solicitada para el proyecto, 7 Ton en compresión, 2 Ton en tracción (Considerando el pilote relleno con hormigón) y 2 ton en sentido original, se alcanza para diferentes niveles de ficha, dependiendo del diámetro y espesor del pilote.

Tabla 5-55: Capacidad de Carga Vertical en compresión Pilotes SF1, SF2 y SF3 Caso Estático

ϕl	20												
c1	4	c2	4										
Nc	14,83	sc =	1,431558										
Nq	6,4	sq =	1,34202										
Ny	2,9	sy =	0,6										
yp	1												
yf	1												
y	7,85	t/m3											
FS est	2,5												
No aportante	10,0	m											
y1	1												



PUERTO DOMINGUEZ SF1, SF2 y SF3 CASO ESTÁTICO												
Característica Pilote					dc	Capacidad Punta	Capacidad Fuste	p.p.pilote	Fuste negativo	Capacidad Admisible	Resistencia Tracción	Resistencia Tracción
Diámetro (")	espesor (mm)	L1	L2	L libre		Qp (ton)	Qf (ton)	(ton)	F (ton)	Estática P _{ad} (ton)	Admisible Est T _{ad} (ton)	Pilote con hormigón Admisible Est T _{ad} (ton)
Pilote ϕ 6" espesor = 8 mm												
6	8	10	12,5	0	1,60	3,07	11,88	0,36	1,49	4,13	2,73	3,08
6	8	10	15	2,5	1,62	3,67	19,52	0,50	1,49	7,29	4,40	4,89
6	8	10	17,5	2,5	1,62	4,26	27,89	0,57	1,49	10,80	6,15	6,71
6	8	10	20	2,5	1,62	4,85	36,99	0,64	1,49	14,61	8,04	8,67
6	8	10	22,5	2,5	1,62	5,44	46,83	0,71	1,49	18,71	10,08	10,78
6	8	10	25	2,5	1,62	6,02	57,41	0,78	1,49	23,10	12,26	13,04
6	8	10	27,5	2,5	1,62	6,61	68,72	0,85	1,49	27,79	14,60	15,44
Pilote ϕ 6" espesor = 10 mm												
6	10	10	12,5	2,5	1,60	3,07	11,88	0,53	1,49	3,96	2,90	3,30
6	10	10	15	2,5	1,62	3,67	19,52	0,61	1,49	7,17	4,52	4,98
6	10	10	17,5	2,5	1,62	4,26	27,89	0,70	1,49	10,67	6,28	6,81
6	10	10	20	2,5	1,62	4,85	36,99	0,79	1,49	14,46	8,19	8,78
6	10	10	22,5	2,5	1,62	5,44	46,83	0,88	1,49	18,54	10,24	10,90
6	10	10	25	2,5	1,62	6,02	57,41	0,97	1,49	22,92	12,45	13,17
6	10	10	27,5	2,5	1,62	6,61	68,72	1,05	1,49	27,59	14,80	15,59

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

PUERTO DOMINGUEZ SF1, SF2 y SF3 CASO ESTÁTICO												
Característica Pilote					dc	Capacidad Punta	Capacidad Fuste	p.p.pilote	Fuste negativo F	Capacidad Admisible	Resistencia Tracción Admisible Est	Resistencia Tracción Pilote con hormigón Admisible Est
Diámetro (")	espesor (mm)	L1	L2	L libre		Qp (ton)	Qf (ton)	(ton)	(ton)	Estática P _{ad} (ton)	T _{ad} (ton)	T _{ad} (ton)
Pilote φ 8" espesor = 8 mm												
8	8	10	12,5	0	1,60	5,42	15,84	0,48	1,99	6,04	3,65	4,31
8	8	10	15	2,5	1,61	6,51	26,02	0,67	1,99	10,35	5,88	6,80
8	8	10	17,5	2,5	1,62	7,57	37,18	0,77	1,99	15,14	8,21	9,26
8	8	10	20	2,5	1,62	8,61	49,32	0,87	1,99	20,32	10,73	11,92
8	8	10	22,5	2,5	1,62	9,66	62,44	0,96	1,99	25,89	13,45	14,77
8	8	10	25	2,5	1,62	10,70	76,54	1,06	1,99	31,85	16,37	17,82
8	8	10	27,5	2,5	1,62	11,75	91,62	1,16	1,99	38,20	19,48	21,06
Pilote φ 8" espesor = 12 mm												
8	12	10	12,5	2,5	1,60	5,42	15,84	0,85	1,99	5,67	4,02	4,74
8	12	10	15	2,5	1,61	6,51	26,02	0,99	1,99	10,04	6,19	7,04
8	12	10	17,5	2,5	1,62	7,57	37,18	1,13	1,99	14,78	8,57	9,54
8	12	10	20	2,5	1,62	8,61	49,32	1,27	1,99	19,91	11,14	12,23
8	12	10	22,5	2,5	1,62	9,66	62,44	1,41	1,99	25,44	13,90	15,11
8	12	10	25	2,5	1,62	10,70	76,54	1,56	1,99	31,35	16,86	18,20
8	12	10	27,5	2,5	1,62	11,75	91,62	1,70	1,99	37,66	20,02	21,47
Pilote φ 10" espesor = 10 mm												
10	9	10	12,5	2,5	1,59	8,44	19,80	0,82	2,48	8,00	4,78	6,04
10	9	10	15	2,5	1,61	10,15	32,53	0,95	2,48	13,64	7,46	8,93
10	9	10	17,5	2,5	1,61	11,80	46,48	1,09	2,48	19,74	10,38	12,06
10	9	10	20	2,5	1,62	13,45	61,65	1,22	2,48	26,33	13,55	15,44
10	9	10	22,5	2,5	1,62	15,08	78,05	1,36	2,48	33,41	16,97	19,07
10	9	10	25	2,5	1,62	16,71	95,68	1,50	2,48	40,98	20,63	22,94
10	9	10	27,5	2,5	1,62	18,34	114,53	1,63	2,48	49,03	24,54	27,06
Pilote φ 10" espesor = 12 mm												
10	12	10	12,5	2,5	1,59	8,44	19,80	1,07	2,48	7,74	5,04	6,23
10	12	10	15	2,5	1,61	10,15	32,53	1,25	2,48	13,33	7,76	9,16
10	12	10	17,5	2,5	1,61	11,80	46,48	1,43	2,48	19,40	10,73	12,32
10	12	10	20	2,5	1,62	13,45	61,65	1,61	2,48	25,94	13,94	15,74
10	12	10	22,5	2,5	1,62	15,08	78,05	1,79	2,48	32,98	17,40	19,40
10	12	10	25	2,5	1,62	16,71	95,68	1,97	2,48	40,50	21,10	23,30
10	12	10	27,5	2,5	1,62	18,34	114,53	2,15	2,48	48,52	25,05	27,45
Pilote φ 12" espesor = 9 mm												
12	10	10	12,5	2,5	1,58	12,09	23,77	1,09	2,98	10,27	5,84	7,68
12	10	10	15	2,5	1,60	14,58	39,03	1,27	2,98	17,19	9,08	11,22
12	10	10	17,5	2,5	1,61	16,98	55,77	1,45	2,98	24,66	12,61	15,05
12	10	10	20	2,5	1,62	19,34	73,98	1,64	2,98	32,71	16,43	19,18
12	10	10	22,5	2,5	1,62	21,70	93,66	1,82	2,98	41,35	20,55	23,61
12	10	10	25	2,5	1,62	24,05	114,81	2,00	2,98	50,57	24,96	28,33
12	10	10	27,5	2,5	1,62	26,40	137,43	2,18	2,98	60,37	29,67	33,34
Pilote φ 12" espesor = 14 mm												
12	14	10	12,5	2,5	1,58	12,09	23,77	1,51	2,98	9,86	6,26	7,99
12	14	10	15	2,5	1,60	14,58	39,03	1,76	2,98	16,71	9,56	11,59
12	14	10	17,5	2,5	1,61	16,98	55,77	2,01	2,98	24,11	13,16	15,47
12	14	10	20	2,5	1,62	19,34	73,98	2,26	2,98	32,09	17,06	19,66
12	14	10	22,5	2,5	1,62	21,70	93,66	2,51	2,98	40,65	21,24	24,13
12	14	10	25	2,5	1,62	24,05	114,81	2,76	2,98	49,80	25,72	28,90
12	14	10	27,5	2,5	1,62	26,40	137,43	3,01	2,98	59,54	30,50	33,96

L1: longitud de pilote enterrada en suelo no resistente (licuable u otro)

L2: longitud de pilote enterrada en suelo (resistente y no resistente)

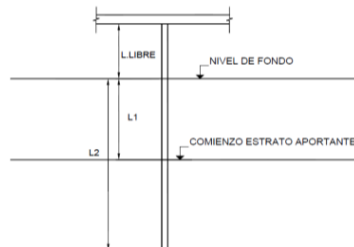
L libre: Longitud de pilote sobre nivel de fondo (no hincado)

* Conservadoramente, se considera 80% del largo total del pilote relleno con hormigón. Sin embargo, constructivamente deberá llenarse por completo.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 5-56: Capacidad de Carga Vertical en compresión Pilotes SF1, SF2 y SF3 Caso Sísmico

φ1	20		
c1	4	c2	4
Nc	14,83	sc =	1,431558
Nq	6,4	sq =	1,34202
Ny	2,9	sy =	0,6
yp	1		
yf	1		
y	7,85	t/m3	
FS est	2		
No aportante	10,0	m	
y1	1		



PUERTO DOMINGUEZ SF1, SF2 y SF3 CASO SÍSMICO												
Característica Pilote					dc	Capacidad Punta	Capacidad Fuste	p.p.pilote	Fuste negativo F	Capacidad Admisible	Resistencia Tracción Admisible Est	Resistencia Tracción Pilote con hormigón Admisible Est
Diámetro (")	espesor (mm)	L1	L2	L libre		Qp (ton)	Qf (ton)	(ton)	(ton)	Estática P _{ad} (ton)	T _{ad} (ton)	T _{ad} (ton)
Pilote φ 6" espesor = 8 mm												
6	8	10	12,5	0	1,60	3,07	11,88	0,36	1,49	5,63	3,33	3,68
6	8	10	15	2,5	1,62	3,67	19,52	0,50	1,49	9,60	5,38	5,87
6	8	10	17,5	2,5	1,62	4,26	27,89	0,57	1,49	14,01	7,54	8,10
6	8	10	20	2,5	1,62	4,85	36,99	0,64	1,49	18,79	9,89	10,52
6	8	10	22,5	2,5	1,62	5,44	46,83	0,71	1,49	23,93	12,42	13,12
6	8	10	25	2,5	1,62	6,02	57,41	0,78	1,49	29,44	15,13	15,91
6	8	10	27,5	2,5	1,62	6,61	68,72	0,85	1,49	35,32	18,03	18,88
Pilote φ 6" espesor = 10 mm												
6	10	10	12,5	2,5	1,60	3,07	11,88	0,53	1,49	5,46	3,50	3,89
6	10	10	15	2,5	1,62	3,67	19,52	0,61	1,49	9,49	5,49	5,96
6	10	10	17,5	2,5	1,62	4,26	27,89	0,70	1,49	13,88	7,67	8,20
6	10	10	20	2,5	1,62	4,85	36,99	0,79	1,49	18,64	10,04	10,63
6	10	10	22,5	2,5	1,62	5,44	46,83	0,88	1,49	23,77	12,59	13,25
6	10	10	25	2,5	1,62	6,02	57,41	0,97	1,49	29,26	15,32	16,04
6	10	10	27,5	2,5	1,62	6,61	68,72	1,05	1,49	35,12	18,23	19,03
Pilote φ 8" espesor = 8 mm												
8	8	10	12,5	0	1,60	5,42	15,84	0,48	1,99	8,17	4,44	5,10
8	8	10	15	2,5	1,61	6,51	26,02	0,67	1,99	13,61	7,18	8,10
8	8	10	17,5	2,5	1,62	7,57	37,18	0,77	1,99	19,62	10,07	11,12
8	8	10	20	2,5	1,62	8,61	49,32	0,87	1,99	26,11	13,20	14,39
8	8	10	22,5	2,5	1,62	9,66	62,44	0,96	1,99	33,10	16,57	17,89
8	8	10	25	2,5	1,62	10,70	76,54	1,06	1,99	40,58	20,19	21,65
8	8	10	27,5	2,5	1,62	11,75	91,62	1,16	1,99	48,54	24,06	25,65
Pilote φ 8" espesor = 12 mm												
8	12	10	12,5	2,5	1,60	5,42	15,84	0,85	1,99	7,80	4,81	5,54
8	12	10	15	2,5	1,61	6,51	26,02	0,99	1,99	13,29	7,50	8,34
8	12	10	17,5	2,5	1,62	7,57	37,18	1,13	1,99	19,26	10,43	11,40
8	12	10	20	2,5	1,62	8,61	49,32	1,27	1,99	25,71	13,60	14,69
8	12	10	22,5	2,5	1,62	9,66	62,44	1,41	1,99	32,65	17,02	18,24
8	12	10	25	2,5	1,62	10,70	76,54	1,56	1,99	40,08	20,69	22,02
8	12	10	27,5	2,5	1,62	11,75	91,62	1,70	1,99	48,00	24,60	26,06
Pilote φ 10" espesor = 10 mm												
10	9	10	12,5	2,5	1,59	8,44	19,80	0,82	2,48	10,82	5,77	7,03
10	9	10	15	2,5	1,61	10,15	32,53	0,95	2,48	17,90	9,08	10,55
10	9	10	17,5	2,5	1,61	11,80	46,48	1,09	2,48	25,57	12,71	14,39
10	9	10	20	2,5	1,62	13,45	61,65	1,22	2,48	33,84	16,64	18,53
10	9	10	22,5	2,5	1,62	15,08	78,05	1,36	2,48	42,72	20,87	22,97
10	9	10	25	2,5	1,62	16,71	95,68	1,50	2,48	52,22	25,41	27,72
10	9	10	27,5	2,5	1,62	18,34	114,53	1,63	2,48	62,32	30,26	32,78
Pilote φ 10" espesor = 12 mm												
10	12	10	12,5	2,5	1,59	8,44	19,80	1,07	2,48	10,56	6,03	7,22
10	12	10	15	2,5	1,61	10,15	32,53	1,25	2,48	17,60	9,39	10,78
10	12	10	17,5	2,5	1,61	11,80	46,48	1,43	2,48	25,23	13,05	14,65
10	12	10	20	2,5	1,62	13,45	61,65	1,61	2,48	33,45	17,02	18,82
10	12	10	22,5	2,5	1,62	15,08	78,05	1,79	2,48	42,29	21,30	23,30
10	12	10	25	2,5	1,62	16,71	95,68	1,97	2,48	51,74	25,89	28,08
10	12	10	27,5	2,5	1,62	18,34	114,53	2,15	2,48	61,80	30,78	33,17

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

PUERTO DOMINGUEZ SF1, SF2 y SF3 CASO SÍSMICO												
Característica Pilote					dc	Capacidad Punta	Capacidad Fuste	p.p.pilote	Fuste negativo	Capacidad Admisible	Resistencia Tracción	Resistencia Tracción
Diámetro (")	espesor (mm)	L1	L2	L libre		Qp	Qf	(ton)	F	Estática	Admisible Est	Pilote con hormigón
						(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	P _{ad}	T _{ad}	T _{ad}
(ton)												
Pilote ϕ 12" espesor = 9 mm												
12	10	10	12,5	2,5	1,58	12,09	23,77	1,09	2,98	13,86	7,03	8,87
12	10	10	15	2,5	1,60	14,58	39,03	1,27	2,98	22,56	11,03	13,17
12	10	10	17,5	2,5	1,61	16,98	55,77	1,45	2,98	31,94	15,40	17,84
12	10	10	20	2,5	1,62	19,34	73,98	1,64	2,98	42,05	20,13	22,88
12	10	10	22,5	2,5	1,62	21,70	93,66	1,82	2,98	52,88	25,23	28,29
12	10	10	25	2,5	1,62	24,05	114,81	2,00	2,98	64,45	30,70	34,07
12	10	10	27,5	2,5	1,62	26,40	137,43	2,18	2,98	76,76	36,54	40,21
Pilote ϕ 12" espesor = 14 mm												
12	14	10	12,5	2,5	1,58	12,09	23,77	1,51	2,98	13,44	7,45	9,18
12	14	10	15	2,5	1,60	14,58	39,03	1,76	2,98	22,07	11,52	13,54
12	14	10	17,5	2,5	1,61	16,98	55,77	2,01	2,98	31,39	15,95	18,26
12	14	10	20	2,5	1,62	19,34	73,98	2,26	2,98	41,42	20,75	23,35
12	14	10	22,5	2,5	1,62	21,70	93,66	2,51	2,98	52,19	25,93	28,81
12	14	10	25	2,5	1,62	24,05	114,81	2,76	2,98	63,69	31,46	34,64
12	14	10	27,5	2,5	1,62	26,40	137,43	3,01	2,98	75,92	37,37	40,84

L1: longitud de pilote enterrada en suelo no resistente (licuable u otro)

L2: longitud de pilote enterrada en suelo (resistente y no resistente)

L libre: Longitud de pilote sobre nivel de fondo (no hincado)

* Conservadoramente, se considera 80% del largo total del pilote relleno con hormigón. Sin embargo, constructivamente deberá llenarse por completo.

- Para valores intermedios en la geometría de los pilotes se podrá interpolar linealmente;
- El valor del ángulo de fricción ϕ , es para el fuste y la punta.

5.3.3.1.2 Rechazo

Para obtener los rechazos mínimos y máximos, se analizaron pilotes de idénticos diámetros, espesores y largos detallados en las tablas anteriores. Para ello, se ha utilizado martinete tipo D12 o D25, en tercera marcha. En el anexo 3.2 (c) se incluyen las planillas de cálculo para el cálculo de los rechazos detallados a continuación:

Tabla 5-57: Rechazo máximo y mínimo

Tabla resumen rechazo mínimo y máximo Pto. Dominguez				
Diámetro (")	espesor (mm)	Largo (m)	Rechazo mínimo n ° golpes cada 10 cm	Rechazo máximo n ° golpes cada 10 cm
Pilote ϕ 8" espesor = 8 mm				
8	8	12,5	2	9
8	8	22,5	3	18
Pilote ϕ 10" espesor = 12 mm				
10	12	12,5	3	35
10	12	22,5	3	13
Pilote ϕ 12" espesor = 14 mm				
12	14	12,5	5	50
12	14	22,5	5	33

A continuación, y a modo de ejemplo, se detalla el cálculo para los rechazos mínimos y máximos, para pilote de 8" con espesor de 8 mm.

Los valores marcados con rojo en la tabla anterior, corresponden a aquellos pilotes que debido a su longitud y dimensiones deberán utilizar un martinete de mayor dimensión (D25-32 o equivalente).

No obstante lo anterior, dichos pilotes podrán hincarse con el martinete tipo D12 y requerirán un cambio de martinete en su tramo final, para cumplir la exigencia de $1 < R/Pp < 3$. Para el pilote de 10" se sugiere el cambio de martinete a los 17 metros y, para el pilote de 12", a los 12.5 metros de longitud total.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Imagen 5-45: Cálculo rechazo mínimo y máximo

Verificación Martinetes y rechazo - Pto. Dom

Características de Pilote

Diámetro pilote (De)	:	8	in =	203,2	mm
Espesor de pilote (e)	:	8	mm		
Diámetro interior de pilote (Di)	:	187,2	mm		
Área de pilote (A)	:	49,06	cm2		
Largo total del pilote (L)	:	12,50	m		
Peso propio del pilote (qp)	:	38,51	Kgf/m		
Peso total del pilote (Pp)	:	0,48	tonf		

Características martinete

Se considerará martinete tipo D12 o similar

Données techniques		D6-32	D8-22	D12-42	D16-32	D19-42
Masse frappante (piston)	kg	600	800	1280	1600	1820
Energie par coup	kNm	19-9	27-13	46-20	54-25	66-29
Nombre de coups	min ⁻¹	38-52	36-52	35-52	36-52	35-52
Convient pour battage de profilé (dépend du sol et profilé)	kg	300-2000	500-3000	800-5000	1000-6000	1100-6000

Energía de diseño (E)	:	20,00	kN x m =	2,039	tonf x m
-----------------------	---	-------	----------	-------	----------

Données techniques		D6-32	D8-22	D12-42	D16-32	D19-42
Masse frappante (piston)	kg	600	800	1280	1600	1820
Energie par coup	kNm	19-9	27-13	46-20	54-25	66-29
Nombre de coups	min ⁻¹	38-52	36-52	35-52	36-52	35-52
Convient pour battage de profilé (dépend du sol et profilé)	kg	300-2000	500-3000	800-5000	1000-6000	1100-6000

Peso del pistón (R) : 1,28 tonf

Peso pilote y sufridera (Q) : 0,78 tonf = 781,393 Kgf

Verificación elección de martinete

1 < (R / Pp) = 2,66 < 3 **Ok**

Cálculo Capacidades últimas y admisibles

Energía por golpe (mkg) : 2038,74

Peso del pistón (kg) : 1280,00

Peso propio pilote y sufridera (kg) : 781,39

Largo total del pilote (m) : 12,50

Capacidad última de compresión

$$W_u(s_{mm}) := \frac{E_{mkg} \cdot R_{kg}}{(s_{mm} + 0.3 \cdot L_m) \cdot (R_{kg} + Q_{kg})}$$

Capacidad Admisible de Compresión

Factor de seguridad : 2,50

$$W_{ad}(s_{mm}) := \frac{W_u(s_{mm})}{FS}$$

Definición de Rechazos

a) Rechazo mínimo

Se tiene como carga máxima del pilote : $P_{max} = 7 \text{ tonf}$

Para lo cual se requiere una penetración máxima de $s_{max} = 60 \text{ mm}$

Con lo que se verifica

$$W_{ad} \left(\frac{s_{max}}{mm} \right) \cdot (\text{tonf}) : = 7,943 \text{ tonf} > P_{max} = 7 \text{ tonf} \quad \text{Ok}$$

Lo que significa

$$N_{min} = S_{max}^{-1} = 1,667 \cdot 1/10 \text{ cm}$$

Es decir, se requieren **2 golpes / 10 cm como rechazo mínimo**

b) Rechazo máximo

Durante la hinca, no se debe sobrepasar la capacidad del pilote, que para esta condición se considera como el 75% de la capacidad de la sección, es decir:

La fluencia del acero es : 2400 Kg/cm^2

La capacidad del pilote es : $C_{pilote} = 88,31 \text{ Tonf}$

Por lo cual se tiene una penetración mínima de $s_{min} = 11 \text{ mm}$

Con lo que se verifica

$$W_u \left(\frac{s_{min}}{mm} \right) \cdot (\text{tonf}) = 85,826 \text{ tonf} < C_{pilote} = 88,31 \text{ tonf} \quad \text{Ok}$$

Lo que significa

$$N_{máx} = S_{min}^{-1} = 9 \cdot 1/10 \text{ cm}$$

Es decir, se requieren **9 golpes / 10 cm como rechazo máximo**

5.3.3.1.3 Selección del martinete

5.3.3.1.3.1 Pilotes

La relación entre el peso del pistón del martinete y el peso del pilote deberá estar comprendida entre 1 y 3. Para el hincado de los pilotes se deberá utilizar un martinete del tipo D12-42 o D25-32 o equivalente en marcha 3 a 4, según lo indicado en el acápite anterior: Rechazos.

5.3.3.1.3.2 Pilote guía para tablestaca

La masa del martillo, de acción simple o doble, estará del orden de 0,5 a 1.0 veces la masa del pilote (Joseph E. Bowles, 5ª Ed, Pág.970);

Para el hincado, de las maestras/pilotes, se recomienda utilizar un martinete del tipo D12- 42 o similar en marcha 3 a 4;

5.3.3.1.4 Tipo de protección para la punta del pilote

Los pilotes deberán incluir un cabezal para el apoyo de la fundación.

Se considera protección para la punta del pilote compuesta por un tubo de acero que envuelva el pilote en la parte inferior del mismo. Dicho elemento deberá al menos tener el espesor del pilote hincado. Una alternativa es colocar en el extremo del pilote un zapato de hinca con una extensión del pilote de 50 cm de largo, con un espesor del doble del pilote diseñado. Lo anterior, de acuerdo a la siguiente imagen:

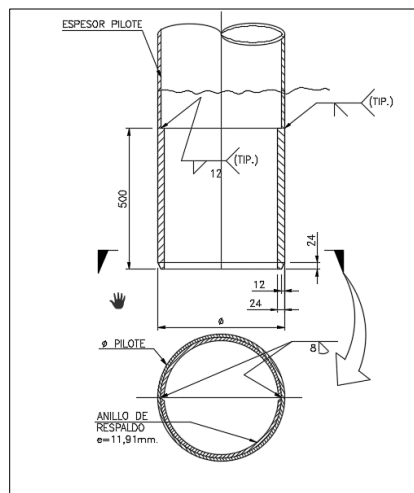


Imagen 5-46: Zapato de hinca

Como materiales de sufridera, se deberán utilizar combinaciones de discos de Micarta (o material equivalente), con discos de aluminio. El martinete deberá disponer de un cabezal de hinca apropiado para el empleo de ese tipo de sufridera. El estado de la sufridera deberá ser revisado regularmente y reemplazadas las planchas dañadas.

5.3.3.1.5 Capacidad de micropilotes

Opcionalmente, para tomar las tracciones se propone la instalación de micropilotes al interior de los pilotes tubulares. Para el diseño de los micropilotes sometidos a tracción (válido para evaluar fuste de aquellos micropilotes sometidos a compresión) se estima una resistencia al corte en la interface suelo-grouting $\tau = 100$ KPa, dadas las características del suelo natural por debajo de los 10 m de profundidad.

La longitud de cada elemento se define como

$$F = \alpha \frac{L \cdot \tau \cdot D \cdot \pi}{F.S}$$

Donde

F = Fuerza en cada micropilote

α = eficiencia según longitud del micropilote ($\alpha = 0.750$)

τ = resistencia al corte interface suelo-grouting (10 ton/m²)

D = diámetro de la perforación para el micropilote 71 mm (91 mm corregido)

F.S. = Factor de Seguridad (1.5)

Inicialmente, se considera una longitud del micropilote en H-3 de 5.0 m, por debajo de los 10 m de profundidad, por lo que se tiene:

$$F = 0.75 \frac{5 \cdot 10 \cdot 0.091 \cdot 1.2 \cdot \pi}{1.5} = 8.60 \text{ ton}$$

Adicionalmente, se requiere presión de inyección mínima de 4 bar, relación a/c = 0.7- 0.8. Se corrige el diámetro del bit de perforación en un 20% dado que el micropilote queda inserto en un estrato de arena con inyección a presión.

Si se quiere ajustar el valor de τ , se necesita de los resultados de a lo menos 2 pruebas de carga hasta alcanzar 2 veces la carga de trabajo proyectada o hasta la falla si se logra a una menor tensión. Los micropilotes para ensayar serán exclusivos para estos efectos, no pudiéndose utilizar elementos definitivos de proyecto.

Los micropilotes, antes del hormigonado de la zapata o fijación definitiva, serán sometidos a 1.3 veces la carga de trabajo y después de ello relajados, a la tensión de bloqueo, para materializar el empalmen micropilote-estructura.

Los Micropilotes podrán ser utilizados en el arriostramiento lateral de las tablestacas, colocados con una inclinación tal que penetren el estrato H-4 de arenisca, según se señala en el modelo estratigráfico.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 5-58. Características Barras MAI (Micropilotes).

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS	Unidad	R25	R32N	R32S	R38N	R51L	R51N	R76N	R76S
Diámetro exterior	mm	25	32	32	38	51	51	76	76
Diámetro interior	mm	14	18,5	15	19	36	33	51	45
Sección	mm ²	244	396	488	717	776	939	1835	2400
Carga de rotura	kN	200	280	360	500	550	800	1600	1900
Carga en límite elástico	kN	150	230	280	400	450	630	1200	1500
Resistencia a tracción	N/mm ²	805	720	740	700	690	840	880	790
Límite elástico	N/mm ²	660	560	570	540	580	670	660	630
Peso	kg/m	2,3	3,4	4,1	6	7	8,4	15	19,7
Longitudes estandar	m	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6	1/2/3/4/6

La Longitud mínima de penetración de los micropilotes en la arena densa será de 5.0 m, con un diámetro mínimo de perforación de 71 mm.

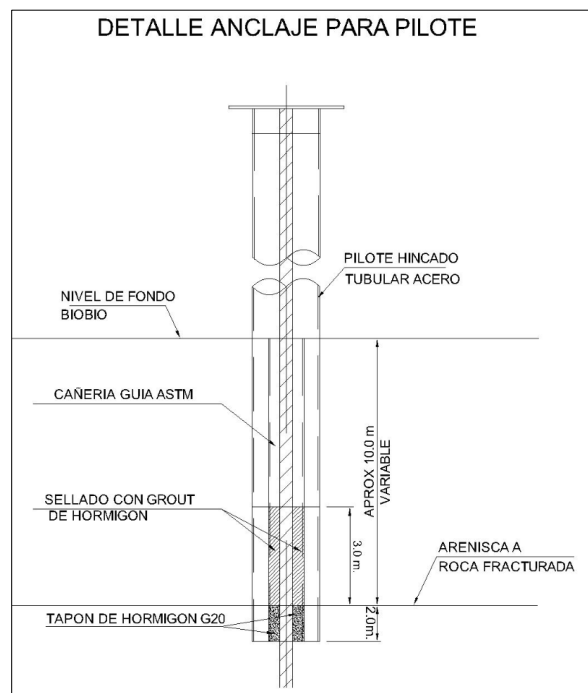


Imagen 5-47: Formato Tipo Micropilote en el interior de Pilotes

5.3.3.1.6 Capacidad de carga lateral y axial

Para la capacidad nominal de carga se realizaron las siguientes consideraciones y supuestos:

- Pilotes de 8, 10, y 12" con espesores variables de acuerdo a lo indicado en el cálculo de la capacidad de carga y rechazos.
- No se incluye espesor de corrosión.
- Se considera $N = 19.5$, correspondiente al promedio de lo definido para el nivel del sello de fundación de los pilotes.
- Extremo superior libre. $K = 2$.

- **Longitud de empotramiento equivalente**

Para el cálculo de la longitud de empotramiento equivalente, se ha considerado las siguientes ecuaciones:

Pilote $\phi 8"$ e 8 mm		
N	19,5	Golpes
K_h	2,9	kg/cm ³
D_p	20,3	cm
e	0,8	cm
A_g	49,1	cm ²
I	2341,0	cm ⁴
β	0,007	1/cm
1/ β	133,9	cm
Empotramiento efectivo considerado:	135,0	cm

Ec. Consideradas	
$K_h = 0.15 * N$ $\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h * D_p}{4 * E * I}}$	
E	2040,0 t/cm ²

Donde:

N: Número de golpes corregido N1(60) en promedio, desde la superficie hasta, aproximadamente, el doble de la longitud de empotramiento equivalente.

$K_h : 0.15 \times N$

D_p : Diámetro de pilote

e: Espesor de pilote

A_g : Área de la sección

I : Inercia de la sección

En el anexo 3.3 (c) se detallan los cálculos para el cálculo de la longitud de empotramiento equivalente en cada caso.

Para el cálculo de las resistencias nominales, mostrado en las siguientes tablas, se han utilizado los estándares indicados en la especificación ANSI/AISC 360-10 : Construcciones en Acero. Estos valores son

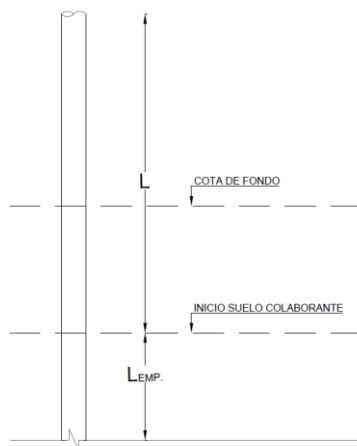
referenciales y deben ser verificados por el especialista estructural a cargo del diseño. En anexos se adjunta planilla de cálculo con la información entregada en las siguientes tablas.

Tabla 5-59: Resistencia Compresión y Flexión Pilotes

PUERTO DOMINGUEZ ESTÁTICO Y SÍSMICO							
Características pilote			Largo			Resistencia	
Diámetro pilote (")	espesor (mm)	Sección	L (m)	Long. Emp. Equivalente (m)	Largo total (m)	Compresión (Ton)	Flexión (Ton m)
8	8	OE 20.32x38.51	12,50	1,35	13,85	3,30	4,62
	12	OE 20.32x56.58	12,50	1,50	14,00	4,60	6,65
10	9	OE 25.4x54.38	12,50	1,55	14,05	7,20	8,19
	12	OE 25.4x71.62	12,50	1,65	14,15	9,10	10,66
12	10	OE 30.48x72.7	12,50	1,75	14,25	13,50	13,17
	14	OE 30.48x100.62	12,50	1,85	14,35	17,90	15,59

Nota: L es la longitud del pilote sobre el suelo resistente (incluye longitud del pilote en suelo no colaborante, por ejemplo, licuable, y la longitud del pilote sobre el fondo). Largo total incluye L y longitud de empotramiento equivalente (no incluye longitud bajo punto de empotramiento equivalente). $L = L_1 + L_{\text{libre}} + L_{\text{emp. equivalente}}$.

Nota: Los valores de resistencia indicados son referenciales y deben ser verificados por el especialista estructural a cargo del diseño.



5.3.3.1.7 Coeficiente de balasto horizontal y vertical

5.3.3.1.7.1 Coeficiente de balasto horizontal

La constante de balasto horizontal para el modo de deformación con cargas horizontales de los Pilotes/Maestras por a nivel de fundación, se podrá calcular de la siguiente expresión:

$$10 > z \geq 2$$

$$k(z) = \frac{1.43}{B} (300 + 300z)^{12} \sqrt{\frac{(300+300z) B^4}{E_p I_p}} \quad (\text{Vesic, 1961})$$

$$z \geq 10$$

$$k(z) = \frac{1.43}{B} (500 + 500z)^{12} \sqrt{\frac{(500 + 500z) B^4}{E_p I_p}}$$

Opcionalmente, se puede considerar para el balasto horizontal, para pilotes de diámetro “b” en arcilla y arena:

Pilote en Arcilla

$$k_h \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) = \frac{100}{3} \cdot \frac{1}{b(m)} \cdot q_u \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) \quad \text{Terzaghi (Geotechnique, 1955)}$$

$$10 > z \geq 2$$

$$k_h \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) = 267 \cdot \frac{1}{b}$$

$$z \geq 10$$

$$k_h \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) = 533 \cdot \frac{1}{b}$$

En el caso de Tablestaca en arcilla el mismo autor propone:

$$k_h \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) = \frac{100}{9} \cdot \frac{1}{D(m)} \cdot q_u \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$10 > z \geq 2$$

$$k_h \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) = 89 \cdot \frac{1}{D}.$$

$$z \geq 10$$

$$k_h \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) = 178 \cdot \frac{1}{D}.$$

donde:

$k(z)$ = constante de balasto del suelo a una profundidad z constante (ton/m^3).

k_h = constante de balasto horizontal para suelos cohesivos $q_u = 2S_u$ (ton/m^3).

D = Profundidad de enterramiento de la tablestaca (m)

B, b = diámetro equivalente de la maestra (m).

$E_p I_p$ = rigidez a la flexión de la maestra (ton m^2).

E_s = módulo de Young del suelo-

5.3.3.1.7.2 Constante de Balasto Vertical

Por definición por teoría de la elasticidad (1951), la constante de resorte vertical será, en pilotes aislados, el cociente entre la carga vertical P y el asiento S .

- **Estático**

$$k = \frac{P}{S_t}$$

- **Sísmico**

$$k = \frac{P_d}{S_d}$$

Nota:

Al calcular las constantes de balasto se deberá usar unidades coherentes de manera de obtenerlas en kg/cm o ton/m.

5.3.3.2 MUROS DE CONTENCIÓN

5.3.3.2.1 Coeficiente de balasto

Para el cálculo de la constante de balasto en zapatas superficiales, para el modo de deformación por asentamientos verticales de las fundaciones, se ha considerado la siguiente expresión (q y q_d acápites 5.3.2.7, S_t y S_d según 5.1.7.8.1):

Para cargas permanentes

$$k_B = \frac{q}{S_t}$$

Para cargas sísmicas

$$k_d = \frac{q_d}{S_d}$$

donde

B = Ancho de fundación (lado menor) en m

k_B = Constante de Balasto vertical en ton/m³

Los valores de las constantes de balasto determinados con las expresiones anteriores podrán ser usados en análisis de viga sobre fundación elástica. Para evaluar giros de fundaciones debido a momentos volcantes

que actúan a nivel de sello de fundación y en el centro de gravedad del área de contacto, se utilizarán las constantes de balasto anteriores amplificadas por un coeficiente 2.0.

Para el caso sísmico se adopta $k_{Bsis.} = 3k_B$

5.3.3.2.2 Diseño de muros de contención

Para los muros de contención la cota mínima de fundación será de 1.00 m respecto de la superficie actual de terreno.

Es necesario tener presente las consideraciones establecidas para las fundaciones superficiales del punto 5.3.2.6 y los riesgos de socavación.

5.3.3.2.3 Factores de seguridad de muros de contención

Para el diseño en condiciones estáticas de los muros de contención se utilizará un factor de seguridad mínimo de 1.5 al deslizamiento y al vuelco, si se desprecia el empuje pasivo al pie del muro o un factor de seguridad mínimo de 1.7 al deslizamiento y al vuelco, si se considera el empuje pasivo al pie del muro.

Para el caso sísmico, considerando la acción simultánea del empuje estático más la componente sísmica, se aceptará un factor de seguridad mínimo de 1.3 si se desprecia el empuje pasivo al pie del muro y de 1.5 si se toma en cuenta el empuje pasivo al pie del muro.

5.3.3.2.4 Prediseño muro

Considerando la configuración topográfica, ambiental (zona de humedales), tipología estructural, etc. Se considera inviable una solución de contención en base a muros, tablestacas, u otro elemento estructural.

5.3.3.3 TABLESTACAS

5.3.3.3.1 Diseño

Inicialmente, no se recomienda el uso de tablestacas mientras no se conozca en detalle los efectos y magnitud de la consolidación en la explanada proyectada o sobre los elementos estructurales materializados.

Aun así, para la solución de los elementos de contención de las explanadas se considera alternativamente el uso de Tablestacas del tipo HZ o AZ.

Entre los diferentes métodos de diseño, el de la flexibilidad de Rowe se considera como el más racional. Su punto de partida consiste en considerar una tablestaca infinitamente rígida. Si se supone que el subsuelo y el anclaje se deforma casi en la misma cantidad, es normal que el muro se traslade hacia afuera del suelo retenido y hacia el interior del suelo situado bajo el nivel de fondo marino. Ésta es la condición de soporte libre de suelo, en la cual se aplican las ecuaciones que gobiernan la distribución de presión en los muros de gravedad. Si utilizan las propiedades del suelo en el lado pasivo y se toman los momentos producidos por las fuerzas activa y pasiva, se obtiene una ecuación para la profundidad de penetración D , con la cual se calcula D . Ésta es la longitud de empotramiento correcta aun si la tablestaca es flexible, ya que en la falla por penetración inadecuada no existe empotramiento por debajo del nivel de dragado o fondo marino. Al resolver horizontalmente y al tomar momentos en varios puntos hacia abajo del tablestacado puede determinarse el momento máximo para la condición de soporte libre de tierras MFES. El momento máximo real M que actúa sobre el tablestacado es menor que MFES ya que la tablestaca no es infinitamente rígida y algún grado de empotramiento se desarrolla por debajo del nivel de dragado o de fondo. El empotramiento aumenta cuando aumenta la flexibilidad de la tablestaca en términos relativos a la compresibilidad del suelo. Las figuras siguientes muestran las curvas de reducción de momento obtenidas por ROWE (1952) para un muro tablestacado que está empotrado arcilla y retiene arena a grava arenosa: α es la relación entre el nivel de dragado (fondo) y el nivel total H de la tablestaca. En el caso de que se quiera analizar el empotramiento en arcilla, se considerarán las recomendaciones entregadas en la mecánica de Suelos sector Tranapunte.

Se define el número de flexibilidad:

$$\rho = \frac{H^4}{EI}$$

Donde el Número de estabilidad S_n , se define como:

$$S_n = 1.25 \frac{s_u}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2)}$$

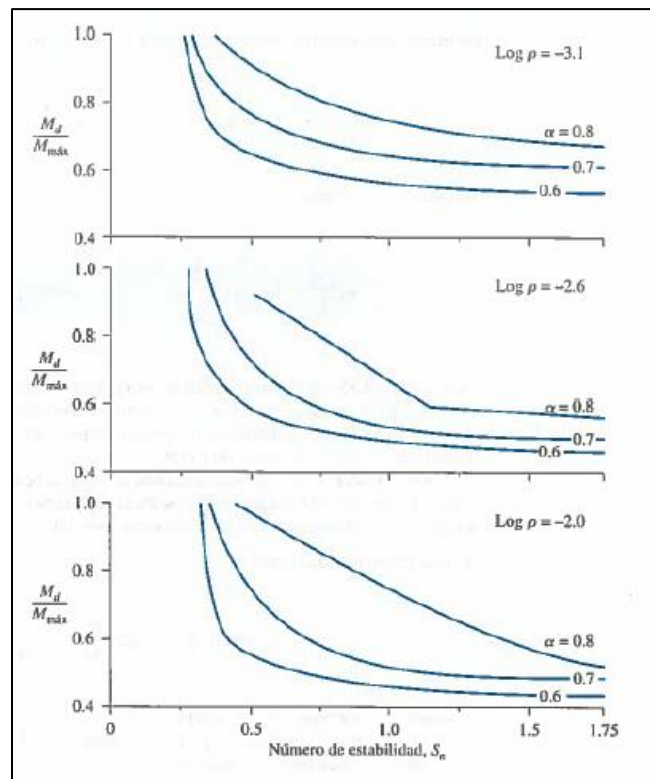


Imagen 5-48. Curvas de Reducción del Momento para Tablestacas en arcilla con relleno trasdós de arena (Rowe, 1967)

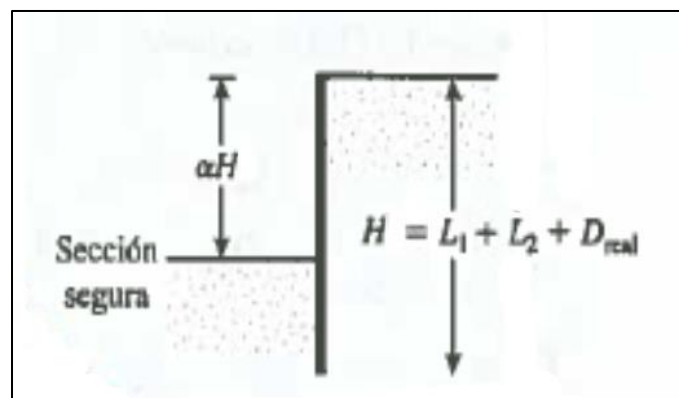


Imagen 5-49. Relaciones geométricas para el cálculo de α

$$\alpha = \frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_2 + D_{\text{real}}}$$

5.3.3.3.2 Tablestacas Maestras

Se usa una tablestaca HZ o AZ con las siguientes características para el cálculo.

Peso	= W	kg/m
Área total Punta	= A_T	
Espesor	> 14	mm
Perímetro p	= p (dos anchos de ala + dos alturas de alma)	
Longitud	= L_T	m

El procedimiento para el diseño de las tablestacas son los siguientes:

Criterio de Hinc	:	Según se indica por ficha D
Empujes	:	Empuje rectangular $q = 0.65\gamma Hka$ en toda la altura hasta el nivel de socavación+1.0 m caso estático y activo más incremento sísmico, caso sísmico). K_a y γ según acápite 10
Balasto Horizontal	:	Caso sin anclaje
Estabilidad	:	Sin Anclaje (arriostrador) verificar plastificación
Estabilidad	:	Con Anclaje equilibrio de momentos según Rowe, sin balastos y con empuje pasivo para definir D;
Anclaje	:	Según acápite 12.4, enterramiento en H-3;
F.S.	>	2.0
Enterramiento mínimo	:	$D \geq$ Respecto nivel de socavación sin anclaje y hasta alcanzar factores de seguridad según acápite 10.

Para el hincado de los Pilotes/Maestras se entregan las siguientes recomendaciones mínimas:

- La masa del martillo, de acción simple o doble, estará del orden de 0,5 a 1.0 veces la masa del pilote (Joseph E. Bowles, 5ª Ed, Pág.970);
- Para el hincado, de las maestras/pilotes, se recomienda utilizar un martinete del tipo D6-32 y D8-22 o similar en marcha 3 a 4;
- El criterio, de hinca estará dado principalmente por la ficha de los pilotes; ya que se debe alcanzar el estrato de arcilla dura sin excepción, lo que se notará a partir del número de golpes por

decímetro; aun así, se recomienda considerar a lo menos 10 – 15 - 25 golpes/decímetro, para los 3 últimos decímetros;

- Se deberán considerar sufrideras y zapatos de hincas para evitar daños en las maestras;
- Las maestras deberán incluir un cabezal para el apoyo de la fundación;
- Para el hincado de los pilotes, la capacidad de soporte será evaluada por Janbu, considerando el martinete D6-32 y D8-22, con un factor de seguridad estático de 2.5 y sísmico de 1.8:

$$P_u = \frac{e_h E_h}{k_u s}$$

$$C_d = 0.75 + 0.15 \frac{W_p}{W_r}$$

$$K_u = C_d \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C_d}} \right)$$

$$\lambda = \frac{e_h E_h L}{A E s^2}$$

Donde:

W_p	=	peso de la pilote, incluido el peso de la tapon;
W_r	=	peso del pistón (para martinillos de doble acción, incluido el peso de la carcasa) (F).
A	=	área transversal (L ^ 2).
E	=	módulo de elasticidad (FL ^ -2).
e_h	=	eficiencia del martillo.
E_h	=	energía del martillo según fabricante (FL).
g	=	aceleración de la gravedad (LT ^ -2)
h	=	altura de caída de la masa (L).

Imagen 5-50. Fórmula según Janbu.

- Se recomienda considerar el uso de micropilotes en aquellos elementos sometidos a tracción, los que serán tensados a lo menos a 1.3 veces la carga de trabajo y ajustados finalmente a la cara de bloqueo;

5.3.3.3.3 Plastificación

Pilotes/maestras; tal como se señala en el manual de carreteras 3.1003.3, la resistencia pasiva σ_{HP} , disponible en la zona colaborante a la profundidad z, por debajo de la cota de licuación o de fango, se expresa en ton/m² y se determina como

$$\sigma_{HP} = 3(\sigma_{vz} K_p + 2Su) \quad \text{Pilotes}$$

$$\sigma_{HP} = (\sigma_{vz} K_p + 2Su) \quad \text{Tablestaca por metro de largo}$$

$$k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = 1.0$$

σ_{vz} : Tensión vertical efectiva en ton/m² a la profundidad z , por debajo de la cota de licuación o de fango, que incluye el peso boyante de la columna de suelo de espesor d_s , que exista sobre el inicio del suelo colaborante;

Si $\sigma_{HZ} > 0.8\sigma_{HP}$, la tensión de interacción σ_{HZ} quedará acotada a $0.8\sigma_{HP}$, por lo que el análisis del pilote/maestra bajo esta condición de debe repetir, utilizando un inicio modificado del suelo colaborante que se ubica a la profundidad z_p , donde se verifica que $\sigma_{HZ} = 0.8\sigma_{HP}$. Por sobre esta profundidad el suelo se considera plastificado, reemplazándolo por las tensiones $0.8\sigma_{HP}$, que pasan a ser sollicitaciones externas.

En caso de que se quiera analizar el aporte del fango en la resistencia lateral de los pilotes, se considerarán las recomendaciones entregadas para el sector Tranapunte.

5.3.3.4 Asentamiento en pilotes/Maestras

El asentamiento elástico en Pilotes/Maestras se calculará a partir de la siguiente expresión (Poulos, H. G. et. Davis, E. H.: Pile Foundations Analysis and Design. New York: John Wiley and Sons, 1980, chapter 5.3.3, pp. 89 (figure 5.18)):

$$S_i = \frac{P \cdot L}{A_p \cdot E_p} + \frac{P}{2R \cdot E_{si}} F_o$$

Donde:

S_i = asentamiento del Pilote/Maestra, en m.

P = carga de trabajo del Pilote/Maestra, en ton.

R = radio del Pilote/Maestra, en m.

F_o = coeficiente de corrección obtenido de la Fig.15, en donde L es la longitud del Pilote/Maestra y d es el diámetro del Pilote/Maestra en las mismas unidades.

L : Largo del Pilote/Maestra;

A_p : Área de la sección transversal del Pilote/Maestra (m²):

E_p : Modulo de elasticidad del Pilote/Maestra (21000000 ton/m²);

E_{si} : Modulo de elasticidad del suelo a la cota de la punta del Pilote/Maestra $E_{si} = 4000\sqrt{z}$;

z : Profundidad, en metros, a la cual se desea evaluar E_{si} ;

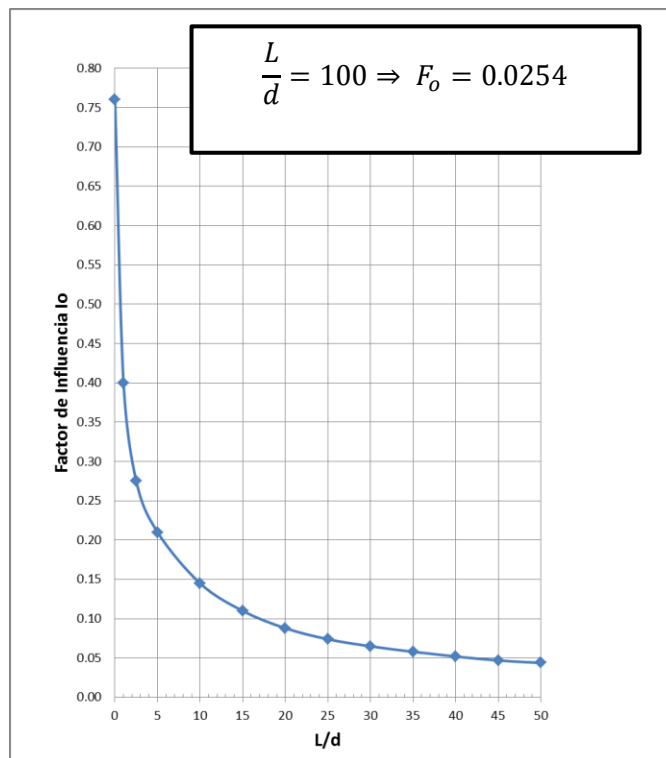


Imagen 5-51 Factor de Influencia Fo para la determinación del asentamiento de un pilote individual

Alternativamente, se puede utilizar la expresión propuesta en la publicación ROM05_05_cap03-Acápites 3.6.9.1.1:

$$s_i = \left(\frac{D}{40 Q_h} + \frac{l_1 + \alpha l_2}{AE} \right) \cdot P$$

donde:

- s_i = asiento del pilote individual aislado
- D = diámetro del pilote (para formas no circulares se obtendrá un diámetro equivalente)
- P = carga sobre la cabeza
- Q_h = carga de hundimiento
- l_1 = longitud del pilote fuera de terreno
- l_2 = longitud del pilote dentro del terreno
- A = área de la sección transversal del pilote
- E = módulo de elasticidad del pilote
- α = parámetro variable según el tipo de transmisión de cargas al terreno, $\alpha=1$ para pilotes que trabajan principalmente por punta y $\alpha=0,5$ para pilotes flotantes. Para situaciones intermedias, α tiene también valores intermedios entre los dos citados, interpolables linealmente en función de las cargas por punta y por fuste estimadas.

5.3.3.3.5 Prediseño tablestaca

Considerando la configuración topográfica, ambiental (zona de humedales), tipología estructural, etc. Se considera inviable una solución de contención en base a muros, tablestacas, u otro elemento estructural.

5.3.3.4 SISTEMA DE FIJACIÓN PASARELA FLOTANTE

De acuerdo a lo indicado en los TdeR del proyecto, se considerará una pasarela flotante, de acuerdo a la siguiente imagen,



Imagen 5-52: Pasarela flotante

Se considera sistema de amarre en base a muerto de hormigón o pilotes, cada 10 metros en el sentido longitudinal de la pasarela flotante.

Las cargas de diseño quedarán definidas de la siguiente manera, comentando adicionalmente que no se considera que el pontón pueda servir de atraque para las embarcaciones:

5.3.3.4.1 Cargas de corriente

Debido a las magnitudes de las corrientes y la poca área de influencia, se desprecia.

5.3.3.4.2 Cargas de viento

5.3.3.4.2.1 Alcances

La determinación de la carga de viento actuando sobre la estructura flotante, se utilizó la ROM 0.2-90, en base a los valores de viento estimados en el presente documento. Además, se consideró la acción del viento sobre calado vivo de la estructura (estimado 0.25 metros).

La geometría mostrada es estimativa, con la finalidad de asimilar valores de prediseño que permitan el análisis de alternativas.

5.3.3.4.2.2 Bases de diseño

Además de la geometría, se utilizó el valor de velocidad del viento 4.75 [m/s], expuesto en la sección 6.3.2.1.1 del presente documento.

Tabla 60 Datos para el cálculo de la carga de viento sobre el pontón

Sigla	Valor	Unidad	Término
L	10	m	Eslora
B	5	m	Manga
C	0.5	m	Puntal
G	0.25	m	Calado
ro	0.001225	ton/m3	Densidad del aire
g	9.81	m/s2	Aceleración de gravedad
Vvr	4.75	m/s	Velocidad relativa del viento sobre el pontón.
Cv	1	-	Factor de forma
Atv	0.25	m2	Área transversal
avr	90	°	Ángulo transversal de acción del viento
av	90	°	Ángulo longitudinal de acción del viento
Alv	0.25	m2	Área longitudinal

Los ángulos se estimaron en 90° como el caso más desfavorable para la estructura y lo factores de forma, se obtuvieron de la aplicación de la guía de cálculo.

5.3.3.4.2.3 Metodología de diseño

Como ya se mencionó, la metodología de cálculo empleada corresponde a la utilizada en la ROM 0.2-90, en la sección “ESFUERZOS RESULTANTES DE LAS PRESIONES DE VIENTO SOBRE LOS BUQUES”. Esta sección contempla el uso de la siguiente ecuación para determinar la acción del viento.

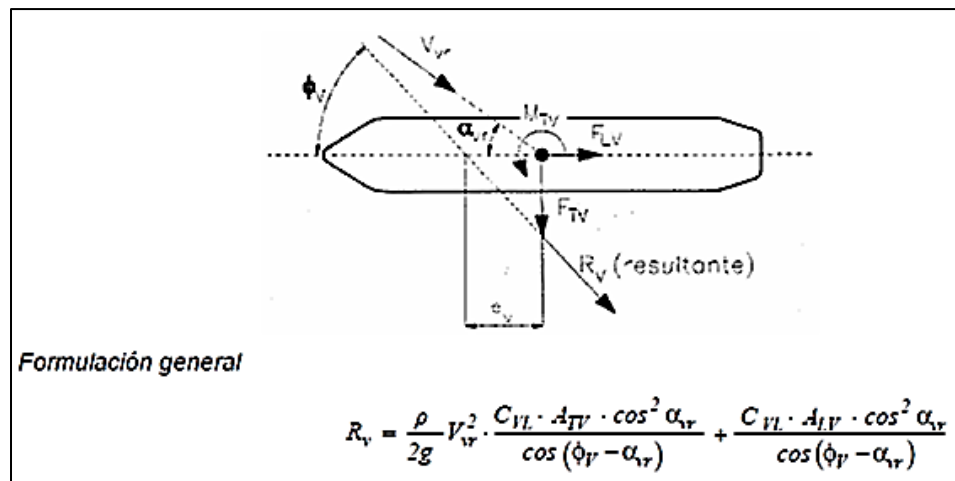


Imagen 5-53: Ecuación y modelo para el cálculo de carga de viento.

5.3.3.4.2.4 Resultados y observaciones

La resultante del viento se estimó en 0.07 [ton/m] según los valores utilizados. Es necesario que, si bien el cálculo es conservador al utilizar valores de viento estimados para 15 metros de altura, es un valor que implica una carga relativamente baja para la estructura. Esto se debe a la poca superficie de contacto considerada (25 centímetros) lo que permite estimar la carga pro metro lineal.

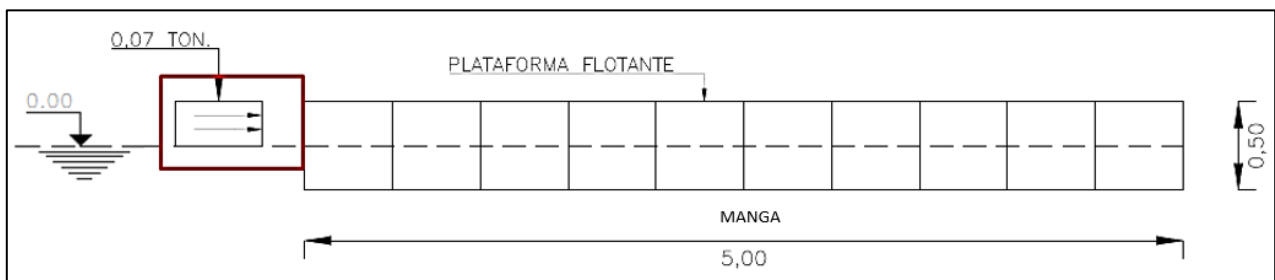


Imagen 5-54: Esquema de fuerza resultante de viento sobre el pontón

5.3.3.4.3 Cargas de oleaje

5.3.3.4.3.1 Alcance

Para la determinación de la carga de oleaje sobre el pontón, se utilizó la misma geometría tentativa expuesta en las cargas de viento del presente informe. Además, se utilizó la normativa japonesa como guía de cálculo.

5.3.3.4.3.2 Bases de diseño

Los valores para la estimación del cálculo se basaron en el análisis del oleaje del lago Budi expuesto en la sección 6.3.2.2.1 donde se utilizó un sondejo a los 3.3 metros de profundidad.

También se consideró el oleaje actuando sobre una cara completa del pontón (0.5 metros de alto), determinando la carga por metro lineal de estructura

Tabla 61 Valores para determinar la carga de oleaje

Sigla	Valor	Unidad	Término
ro	1.00	ton/m ³	Densidad del agua
h	3.30	m	Profundidad en el punto
L	82.50	m	Longitud de onda
H	0.50	m	Altura de ola incidente
Kr	1.00	-	Coeficiente de reflexión

5.3.3.4.3.3 Metodología de diseño

El cálculo utilizado contempla la determinación de un coeficiente de fuerza de arrastre (R) que permite calcular la carga que actúa sobre el pontón flotante.

$$F = \frac{1}{8} \rho_0 g H_i^2 R$$

$$R = K_R^2 \left\{ 1 + \frac{4\pi h / L}{\sinh(4\pi h / L)} \right\}$$

5.3.3.4.3.4 Resultados y observaciones

Las cargas de oleaje estimadas para la estructura con los valores propuestos, resultaron en 0.6 [ton/m]. Este valor permite determinar la carga total para el área estimada.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
 Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 62 Carga de oleaje sobre el pontón.

Sigla	Valor	Unidad	Término
F	0.60	ton	Fuerza de Oleaje
R	1.96	-	Coeficiente de fza. De arrastre

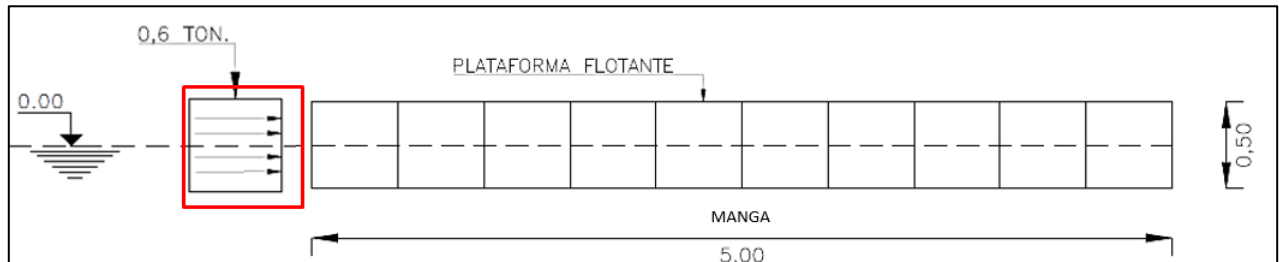


Imagen 5-55 Esquema de fuerza resultante de oleaje.

Con estas cargas, se muestra en los acápite siguientes dos posibles elementos de sujeción para la estructura:

5.3.3.4.4 Muerto de hormigón.

5.3.3.4.4.1 Bases de diseño y cargas

Las consideraciones de diseño corresponden al cálculo de estabilidad de lastres del documento “Technical Catalogue for Submarine Installations of Polyethylene Pipes”, Pipelife Norge AS. 2002 y la normativa “Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan, 2009. (Norma Japonesa)”. Donde se tomó en consideración el diseño de un bloque de hormigón en masa G30, según norma chilena NCh170 (2016), con resistencia cilíndrica a los 28 días de edad, $f^c = 300 \text{ kgf/cm}^2$.

Con el uso de la norma japonesa también se determinó la longitud, peso y ángulos de la catenaria correspondiente al lastre estimado.

Para el cálculo preliminar de las dimensiones del peso muerto o lastre, se utilizó una carga de 3.3 [ton] en la siguiente tabla, la cual se obtiene de la combinación directa de la carga de oleaje con la carga de viento, como se observa en la siguiente imagen. Esta carga se debe distribuir a 2 lastres, resultando en 1.65 [ton] por muerto de hormigón.

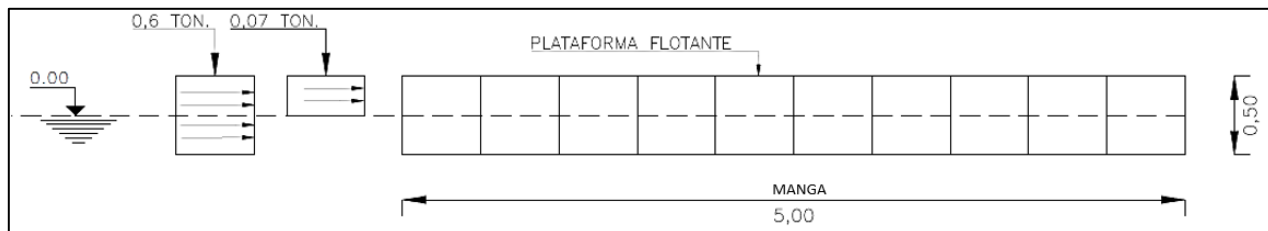


Imagen 5-56: Combinación de cargas de viento y oleaje actuando sobre el pontón.

5.3.3.4.4.2 Diseño y cálculo

La metodología de diseño consta de 2 partes, el análisis de la catenaria (para estimar largo, peso y ángulos de ésta) y el análisis de las fuerzas que se ejercen directamente sobre el lastre (levantamiento, boyantes, peso propio, entre otros).

Análisis de la catenaria

El sistema de fondeo permite determinar el ángulo, longitud y peso estimado de la catenaria, para resistir las condiciones más desfavorables del sistema diseñado. Estos valores responden a la siguiente ecuación.

$$l = \frac{P_d}{w} (\tan \theta_2 - \tan \theta_1)$$

$$h = \frac{P_d}{w} (\sec \theta_2 - \sec \theta_1)$$

Donde:

Peso de la cadena	: w
Ángulo de tensión Cadena - lastre	: θ_1
Ángulo de tensión Cadena - pontón	: θ_2
Longitud de la Cadena	: l
Fuerza total lateral	: P_d
Profundidad de fondeo	: h

Este análisis obedece al siguiente esquema, el cual muestra los ángulos que se genera entre la cadena-pontón y cadena-lastre.

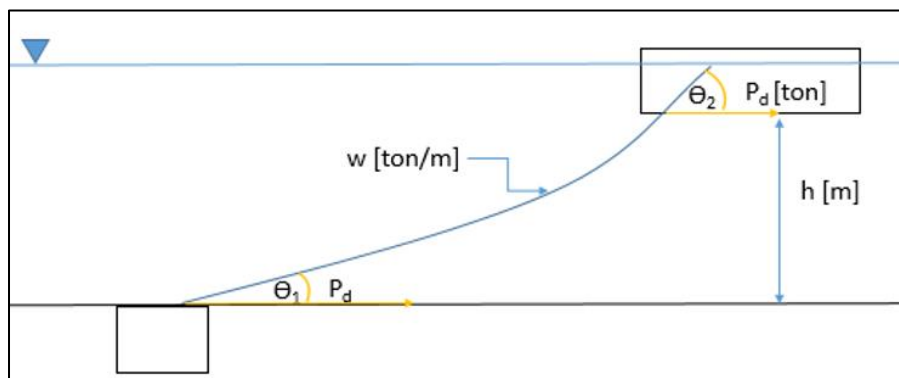


Imagen 5-57: Esquema de los ángulos que forma la catenaria.

El siguiente esquema ejemplifica los casos de cálculo para obtener las condiciones mínimas y máximas de la mostrando además la diferencia de ángulos y tensiones que se pueden alcanzar.

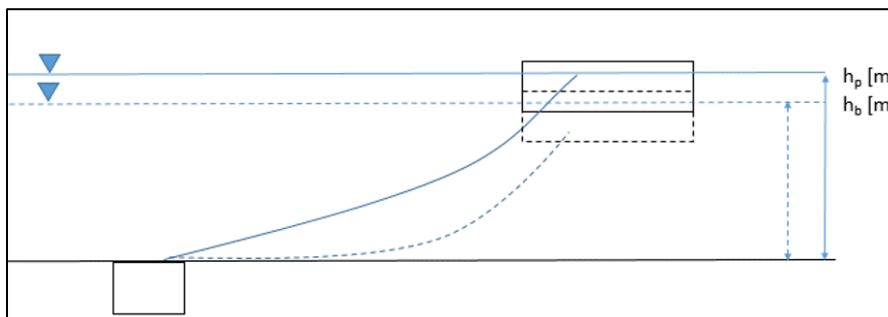


Imagen 5-58 Esquema situaciones máximas y mínimas para la catenaria

Análisis de fuerzas y momentos.

A continuación, se expone el cálculo de catenaria y del muerto de hormigón, donde las fuerzas actuando sobre el lastre obedecen al esquema de la figura Imagen 5-59, y los momentos actuando sobre el lastre a la figura Imagen 5-60.

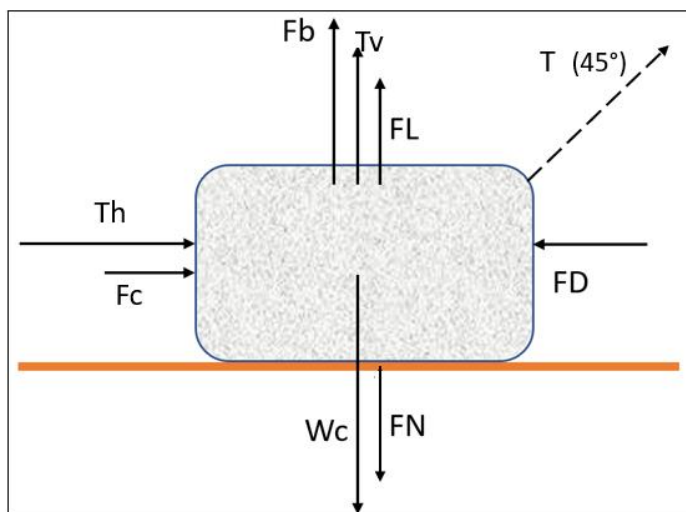


Imagen 5-59: Esquema de fuerzas actuando sobre el muerto

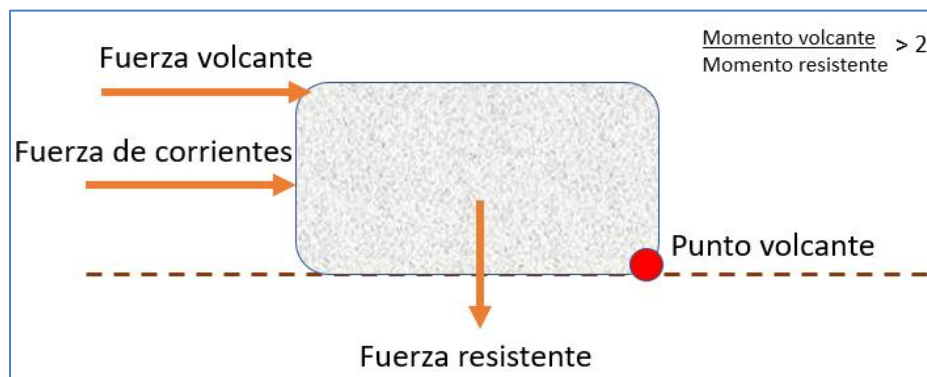


Imagen 5-60: Esquema de momentos actuando sobre el muerto

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
 Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Imagen 5-61: Cálculo de catenaria y lastre de hormigón

CÁLCULO DE CATENARIA				
Peso tentativo de la cadena	w	0.20	ton/m	
Ángulo de tensión Cadena - lastre	θ_1	45.00	°	
Longitud de la Cadena	l	10.00	m	
Altura máxima del nivel de agua	h_p	5.80	m	
Altura mínima del nivel de agua	h_b	3.90	m	
<u>Cota máxima de la línea de agua</u>				
Angulo Cadena - Pontón	θ_2	59.58	°	
Peso de cadena	w	0.09	ton/m	
<u>Cota mínima de la línea de agua</u>				
Angulo Cadena - Pontón	θ_2	55.82	°	
Peso de cadena	w	0.06	ton/m	
CARGAS SOBRE EL LASTRE				
PREDIMENSIONADO				
Alto	Y	1.00	m	
Largo	X	2.00	m	
Ancho	Z	2.00	m	
Volumen	V	4.00	m ³	
CARGAS VERTICALES				
1.- Carga de levantamiento (lift)				
Coefficiente de lift	C_L	2	-	
Altura de ola	H_o	1.2	m	
Coefficiente de refracción	f	1	-	
Longitud de onda	L_o	84	m	
Densidad del agua	ρ_w	1.0	ton/m ³	
Área de contacto	D	4.0	m ²	
Fuerza de levantamiento	F_L	0.137	ton	
2.- Carga boyante				
Volumen del lastre (hormigón)	V	4.00	m ³	
Densidad del agua	ρ_w	1.0	ton/m ³	
Fuerza boyante	F_b	4.00	ton	
3.- Peso del lastre				
Volumen del lastre (hormigón)	V	4.00	m ³	
Densidad del hormigón	ρ_w	2.4	ton/m ³	
Peso del lastre	W_c	9.60	ton	
4.- Tensión de la catenaria				
Tensión vertical	T_v	1.17	ton	
Fuerza Normal	F_v	4.2961	ton	

CARGAS LATERALES				
1.- Carga de corrientes				
Coefficiente de dragado	C_d	1	-	
Área de contacto	D	2	m^2	
Densidad del agua	P_w	1	ton/m^3	
Velocidad de corriente	v	0.001	m/s	
Fuerza de corrientes	F_c	0.00	ton	
2.- Tensión de la catenaria				
Tensión horizontal	T_h	0.84	ton	
3.- Fuerza de roce				
Coefficiente de fricción	u	0.05	-	
Fuerza de roce	F_d	0.21	ton	
Fuerza horizontal total	F_h	1.05	ton	
MOMENTO VOLCANTE				
Momento generado por corrientes	M_c	0.00	$ton \cdot m$	
Momento generado por la catenaria	M_{ca}	0.84	$ton \cdot m$	
Momento resistente generado por el peso del lastre	M_n	4.30	$ton \cdot m$	
ESTABILIDAD DEL LASTRE				
Estabilidad vertical ($F_s = 1.2$)	Cumple	1.81		
Estabilidad horizontal ($F_s = 1.2$)	Cumple	1.26		
Resistencia al volcamiento ($F_s = 2$)	Cumple	5.1		

5.3.3.4.4.3 Resultados y observaciones.

Estos valores condicionan el peso muerto a un valor mínimo de 9.6 ton, sugiriendo una configuración de 2 x1x2 m. resultando en un volumen de 4 m3. Esta configuración cumple con la estabilidad vertical, horizontal y volcamiento.

5.3.3.4.5 Pilote

5.3.3.4.5.1 Bases de diseño

- Alcance

El presente documento, contiene los cálculos estructurales a nivel de anteproyecto, para el diseño del sistema de fijación de la estructura flotante.

- Materiales

Acero ASTM A36

Fy	2.53	t/cm ²	Resistencia a la fluencia
Fu	4.08	t/cm ²	Resistencia a la ruptura

Acero ASTM A53 Grado B

Fy	2.4	t/cm ²	Resistencia a la fluencia
Fu	4.2	t/cm ²	Resistencia a la ruptura

- Mecánica de Suelos

De acuerdo a lo indicado en los acápites anteriores de este documento.

- Códigos y estándares
 - NCh430 Of. 2008 Hormigón Armado - Requisitos de diseño y cálculo.
 - NCh2369 Of. 2003 Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales
 - ACI 318 Of. 2008 Requisitos de reglamento para Concreto estructural.
 - NCh 3171 Of.2010 Diseño Estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas.
 - NCh 432, Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones
 - NCh 1537, Diseño estructural de edificios - Cargas permanentes y sobrecargas de uso

5.3.3.4.5.2 Estructura y modelación

Para la modelación de pilotes se tomó en consideración el pilote de menor sección y el de mayor sección, siendo este último el más desfavorable por presentar una longitud total mayor. Para estos casos se consideró una carga lateral de 1.65 ton. (previamente definida) y se determinó el momento que actúa sobre el extremo del pilote como se presenta en las siguientes figuras. Se consideró $k=2$, empotrado en el fondo y libre en la punta.

Los distintos estratos presentes consideran 2.5 metros de sección libre, 10 metros de suelo no competente (con un total de 12.5 m). y una longitud de empotramiento que varía en relación al diámetro, y espesor de cada pilote.

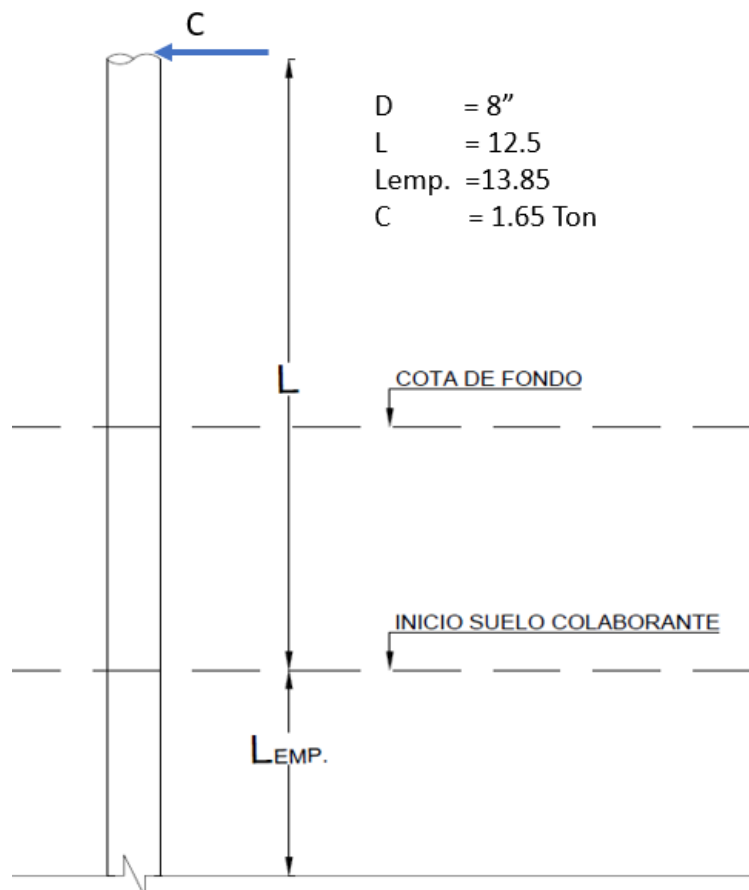


Imagen 5-62: Esquema para el caso favorable

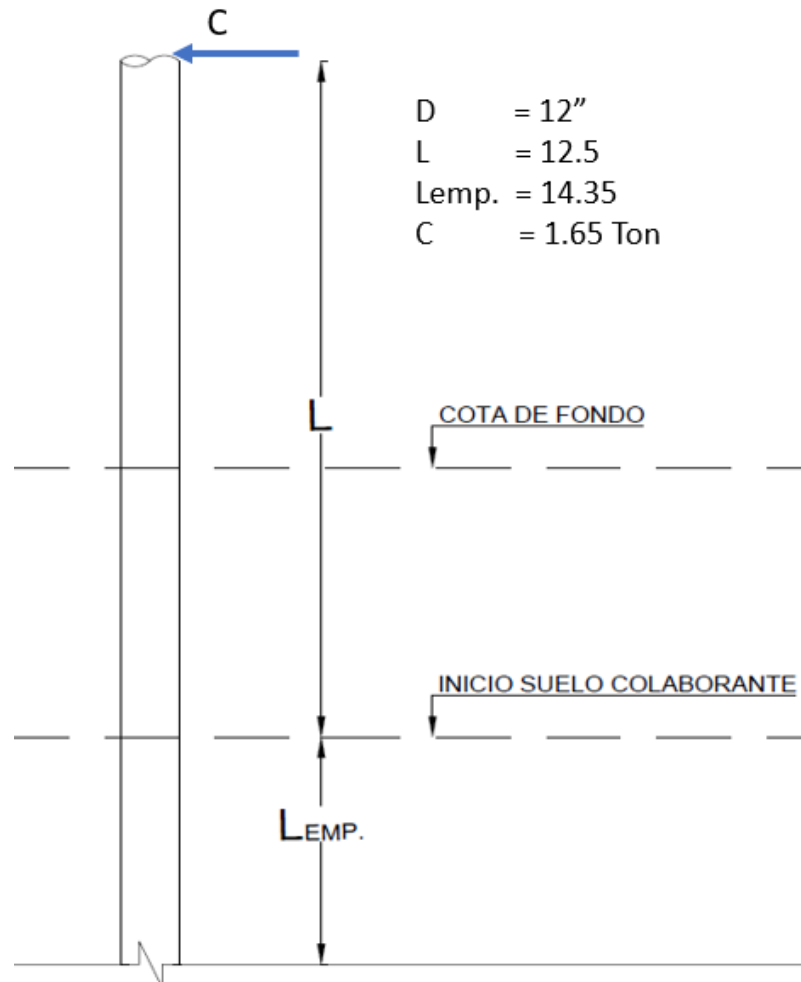


Imagen 5-63: Esquema para el caso favorable

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Los momentos resultantes se expresan en la siguiente tabla, donde L es la longitud del pilote sobre el suelo resistente (no se considera suelo colaborante).

Tabla 5-63: Momentos resultantes para el diseño de pilotes en Pto. Domínguez.

Características pilote			Largo			Cargas	
Díámetro (")	Espesor (mm)	Sección	L (m)	Long. Empotramiento Equivalente (m)	Largo total (m)	Empuje lateral elemento flotante (Ton)	Momento resultante (Ton*m)
8	8	OE 20.32x38.51	12.5	1.35	13.85	1.65	22.9
	12	OE 20.32x56.58	12.5	1.5	14	1.65	23.1
12	10	OE 30.48x72.7	12.5	1.75	14.25	1.65	23.5
	14	OE 30.48x100.62	12.5	1.85	14.35	1.65	23.7

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla se observa que el momento más desfavorable es de 23.7 ton*m para el caso más desfavorable.

Con ello, el pilote que se recomienda es $\phi 14''$, e= 14 mm, con un FU de 0.96.

6 TRABAJOS ADICIONALES

6.1 Vuelo drone Puerto Domínguez

De acuerdo a lo propuesto por la Consultora, se realizó un vuelo drone, obteniendo la fotogrametría de la zona de proyecto.

Trabajo en terreno

PROCESO 1

- Zona a realizar la fotogrametría
- Calibración de equipo brújula e imu del equipo
- Calibración de cámara
- Planificación de vuelo con aplicación de aerofotogrametría

PROCESO 2

- Creación de ortomosaico (mapeo con aplicación)
- Fotos panorámicas
- Videos de proyectos resolución 4K

PROCESO 3

- Proceso de fotos para realizar la ortofoto
- Exportación de archivos en formato TIFF
- Exportación de ortomosaico a Google Earth

6.1.1 Ortofoto

La siguiente imagen, muestra el resultado del trabajo realizado, lo que se incluye en el anexo 5 de la presente entrega:

Imagen 6-1: Ortofoto Puerto Domínguez



6.2 Calicatas

De acuerdo a lo propuesto por la Consultora, y con el fin de mejorar los análisis de mecánica de suelos en las localidades de Tranapunte y Cendyr Náutico (Carahue), se realizaron calicatas, 1 y 3 respectivamente, obteniendo los resultados descritos en el acápite 5 del presente documento.

6.3 Estudio de oleaje Puerto Domínguez

6.3.1 Introducción

6.3.1.1 Generalidades

Para la planificación, diseño y construcción de obras que intervienen en una zona afecta por oleaje (tanto de mar como un lago) se deberán realizar variados análisis que deben ser ejecutados por un equipo de profesionales multidisciplinario.

Independiente del propósito del proyecto, resulta siempre necesario caracterizar las condiciones naturales del medio en el cual se intervendrá la franja costera, para lo cual es práctica usual realizar campañas de mediciones de diversas variables oceanográficas y meteorológicas, que pueden condicionar la operatividad y disposición en planta de las mismas. La caracterización de los fenómenos que interactúan en el ambiente marino o lacustre resulta una tarea de alta complejidad por lo cual se requiere la correcta selección de métodos, herramientas numéricas y especialistas calificados.

Determinar las condiciones de oleaje operacionales como extremas en un sector de estudio corresponde a una de las aristas más importantes en el medio marino, pues sus efectos sobre la franja costera pueden ocasionar efectos adversos en las obras marítimas, tales como acumulación de sedimentos en zonas de atraque, socavación entorno de los pilotes de muelles, altos niveles de agitación, sobrepaso e inundaciones, entre otras.

El presente capítulo ilustra los resultados obtenidos de la simulación numérica de oleaje generado por vientos en el sector nominado “Puerto Domínguez” ubicado en el Lago Budi la cual se ha realizado mediante la aplicación de modelos numéricos, e información bibliográficos, los que en su conjunto permitieron obtener una representación estimativa de la dinámica del oleaje en la zona.

6.3.1.2 Objetivos

6.3.1.2.1 General

Determinar las condiciones de oleaje operacional y extremo en el sector de Puerto Domínguez, Lago Budi, Región de la Araucanía para la situación actual mediante herramientas de simulación numérica.

6.3.1.2.2 Específicos

- Recopilación de antecedentes.
- Caracterización del viento reinante en Puerto Domínguez.
- Modelación numérica de generación de oleaje operacional por vientos.
- Modelación numérica de generación de oleaje extremo por vientos.
- Caracterización del oleaje operacional en las cercanías del sector de estudio para la situación actual.

- Caracterización del oleaje extremo en las cercanías del sector de estudio para la situación actual.
- Generar discusión de resultados.
- Realizar conclusiones y recomendaciones.

6.3.1.3 Alcances y limitaciones

El presente estudio de oleaje generado por vientos fue realizado empleando los resultados del modelo numérico global del Explorador Eólico, propiedad de la Universidad de Chile.

Los objetivos de la presente consultoría no consideraron campañas de campo para caracterizar la batimetría, viento ni oleaje in situ que permitieran calibrar y validar los resultados del modelo numérico de oleaje en la zona de estudio.

6.3.1.4 Referencias bibliográficas

Para el desarrollo del presente estudio numérico se emplearon distintas fuentes bibliográficas, las cuales están contenidas en el estado del arte. La Tabla 6-1 presenta los distintos documentos consultados.

Tabla 6-1. Fuentes bibliográficas consultadas para la realización del presente estudio.

N° Referencia	Nombre	Autor	Año
Ref. 1	Shore protection manual. Volume I.	US Army Corps of Engineers	1984
Ref. 2	Waves in oceanic and coastal waters	L.H Holthuijsen	2007
Ref. 3	El explorador eólico. Descripción y manual de uso.	Facultad de ciencias físicas y matemáticas. Universidad de Chile	2012

Fuente: Elaboración propia.

6.3.1.5 Procesos de transformación y generalidades del oleaje

6.3.1.5.1 Procesos de transformación del oleaje

El oleaje es una de las variables más importante en la caracterización del clima marítimo y uno de los más determinantes para abordar el diseño de una obra marítima, desde el punto de vista operacional como estructural. La comprensión de los mecanismos de generación y propagación del oleaje es esencial para un proyecto, construcción y explotación de las obras marítimas.

El oleaje se genera por efecto de la acción del viento sobre la superficie del mar o lago. En el entorno del área en la que sopla el viento, que puede estar situada a distancias mayores (varios cientos de kilómetros) de la costa, el oleaje presenta un aspecto caótico denominado mar de viento o sea, pudiéndose observar olas de diferentes alturas y en diferentes direcciones, sin ninguna tendencia ni orden.

A medida que estas ondas se alejan de la zona de generación, se produce un orden progresivo mediante la formación de crestas largas, comenzando a producirse la propagación del oleaje hacia la costa, denominado mar de fondo o swell.

Al alcanzar las proximidades de la costa el oleaje comienza a ser afectado por la profundidad, disipando su energía por interacción con el aire, fricción del fondo o por la turbulencia al producirse la rotura del oleaje por efecto del fondo en zonas donde la profundidad es reducida.

La Tabla 6-2 presenta el rango de profundidades que permite identificar el grado de influencia del fondo en la transformación del oleaje, se clasifica en función de la profundidad relativa (d/L), la cual corresponde al cociente entre la profundidad (d) y la longitud de onda (L) asociada a dicho punto.

Tabla 6-2. Relación entre la profundidad relativa y los efectos del fondo sobre el oleaje.

Profundidad	Profundidad relativa	Efectos del fondo
Aguas profundas	$d/L > 1/2$	Sin influencia
Aguas intermedias	$1/25 < d < 1/2$	Influencia
Aguas someras	$d/L < 1/25$	Influencia

Fuente: Elaboración propia.

En la condición de aguas profundas el oleaje no experimenta ninguna influencia del fondo y únicamente puede ser afectado por la presencia de algún obstáculo, los que deben tener al menos una magnitud equivalente a la mitad de la longitud de onda

Cuando el oleaje se propaga en aguas intermedias comienza a ser afectado por la configuración del fondo, pudiendo alterar su dirección y altura (fenómenos de refracción y asomeramiento). Debido a la variación que experimenta la velocidad de propagación, éste comenzará a modificar su dirección, provocando que los frentes de olas tiendan a alinearse según la disposición de los veriles batimétricos.

En las proximidades de la línea de costa, cuando enfrenta a profundidades reducidas o someras, los frentes de olas se encuentran aproximadamente paralelos a los veriles batimétricos. Aunque el efecto de la refracción (modificación de dirección y altura) resulta menor o incluso nulo, sí continúa produciéndose el efecto de la variación de altura por reducción de la profundidad (efecto de shoaling o asomeramiento).

Finalmente, y también en la zona de aguas someras, se presenta el fenómeno de rotura de oleaje, (se destaca que este fenómeno también se produce en aguas profundas) así como la modificación producida por la interacción del oleaje con la posible presencia de obras marítimas, lo que constituye el fenómeno de difracción. Además, al interactuar el oleaje con obstáculos opacos (que no permiten la continuidad de trayectoria del oleaje) se presencia el efecto de reflexión.

Los fenómenos de transformación de oleaje mencionados anteriormente se describen brevemente y de forma general a continuación, con la finalidad de uniformar conceptos que son descritos a lo largo del informe, sin embargo, para mayor información consultar Ref. 1.

A. Asomeramiento

El asomeramiento o *shoaling*, corresponde al proceso en que el oleaje comienza a deformarse por la interacción con el fondo. Destaca en este proceso la disminución de la longitud y celeridad de la ola a medida que disminuye la profundidad, provocando con ello el peraltamiento o bien el aumento de altura.

B. Refracción

Corresponde al cambio de dirección de la ola debido a modificaciones en la velocidad de propagación, producida por variaciones en la profundidad o interacción con corrientes.

Cuando el oleaje alcanza la zona de profundidades intermedias ($d/L=1/2$) en donde se inicia la influencia por efectos del fondo y si la dirección incide de manera oblicua con respecto a la disposición de los veriles batimétricos, se produce el fenómeno denominado como refracción.

El fenómeno se presenta cuando un tren de ondas se propaga de forma oblicua hacia la costa y experimenta un cambio de profundidad. En este caso, una fracción del frente se propaga en menores profundidades con respecto al resto y por tanto, lo realiza con menor celeridad, dando lugar a un cambio de dirección. Análogamente, en presencia de una corriente, puede producirse un retraso del frente provocando un cambio de dirección. Por tanto, el fenómeno de refracción se produce debido al efecto del fondo o la presencia de una corriente.

El fenómeno puede ser explicado mediante el método de las ortogonales, el cual es comúnmente empleado para determinar el coeficiente de refracción, para ello consultar la Ref. 1.

C. Difracción

La difracción es el efecto de una cesión lateral de energía, que se produce tras la propagación por un determinado obstáculo como puede ser una isla, un cabo, presencia de obras marítimas como diques, contradiques, espigones, entre otros. Los efectos que produce la difracción son cambios sustanciales en las alturas de ola y direcciones de propagación en las inmediaciones de la zona de aguas abrigadas tras el obstáculo. El fenómeno es de gran importancia en la penetración del oleaje en puertos y zonas abrigadas.

D. Reflexión

Es la modificación abrupta de dirección en la propagación del oleaje, provocando que la ola cambie de sentido. La reflexión se produce de forma total o parcial cuando la onda incidente encuentra en su propagación obstáculos naturales o artificiales, pendientes fuertes del fondo o discontinuidades abruptas

E. Rotura

El fenómeno implica una importante disipación de la energía asociada al oleaje, dando lugar a las denominadas corrientes longitudinales y transversales a la costa, las cuales son responsables del transporte de sedimentos y de la evolución de las playas.

De acuerdo a la descripción de asomeramiento descrita anteriormente, la velocidad de propagación de las olas va reduciendo al acercarse a la costa y al avanzar en fondos más someros, con lo que (debido a la conservación del flujo de energía) su altura crece progresivamente y llegaría a ser infinita en la costa, lo cual físicamente no es posible. De este modo, el fenómeno de rotura limita el aumento de altura, alcanzando condiciones límites de estabilidad del movimiento ondulatorio.

Para la estimación este fenómeno existe un importante número de criterios que varían según los parámetros que emplean, tales como pendiente de fondo y diversos factores obtenidos empíricamente. Sierra & Lo Presti (1998) realizaron un estudio sobre los diversos criterios de rotura, separándolos en dos tipos de expresiones, dependientes de parámetros locales y costa afuera.

Si se considera un oleaje irregular no existe un único punto de rotura, sino que las olas individuales romperán en función de sus propias características; esto puede dar en toda la zona comprendida como surfzone. El tipo de rotura del oleaje depende principalmente de la pendiente del fondo y del peralte de las olas. En función de sus valores se pueden definir cuatro tipos de roturas:

- Descrestamiento (*Spilling*).
- Voluta (*Plunging*).
- Colapso (*Collapsing*).
- Surgimiento (*Surging*).

6.3.1.6 Área de estudio

El Lago Budi se ubica en la Región de La Araucanía, limita al oeste con el Océano Pacífico, al este con Argentina, al norte con Puerto Saavedra y al sur con el Río Tolten. Se encuentra aproximadamente a 792 kilómetros al sur de Santiago de Chile.

El lago Budi desemboca al Océano Pacífico y es uno de más importantes de la Región de La Araucanía y de Chile. Es uno de los pocos lagos de agua salada de Sudamérica y, desde los tiempos precolombinos — cuando era conocido como Fūzi, que en mapudungún significa sal o perdiz— era vital como vía de comunicación de los mapuches entre sus islas al interior del lago. Rodeado de asentamientos indígenas, es aprovechado para la pesca artesanal y la agricultura de secano de la zona. También posee un gran atractivo turístico, que se aprovecha económicamente.

Puerto Domínguez, localidad en el litoral sureste del lago, se encuentra a 33 kilómetros por carretera (S-422 y S-46) de Puerto Saavedra, capital de la comuna; también se puede llegar por transbordador (2-3 recorridos diarios) desde el embarcadero Santa María.

El lago pertenece a la cuenca número 092 del Río Budi, en el inventario nacional de cuencas. Está ubicada entre las cuencas del Río Tolten y la del Río Imperial.

El desarrollo del presente estudio se centra en el sector de Puerto Domínguez cuyas coordenadas se presentan en la Tabla 6-3 y se ilustran en la Imagen 6-2.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 6-3. Coordenadas del área de estudio – Puerto Domínguez.

Sector de estudio	Coordenadas UTM (*)		Coordenadas geográficas	
	Este	Norte	Latitud	Longitud
Puerto Domínguez	651089.31	5693055.21	38° 53.904'S	73° 15.462'O

(*) UTM = WGS'84 Zona 18H.

Fuente: Elaboración propia.

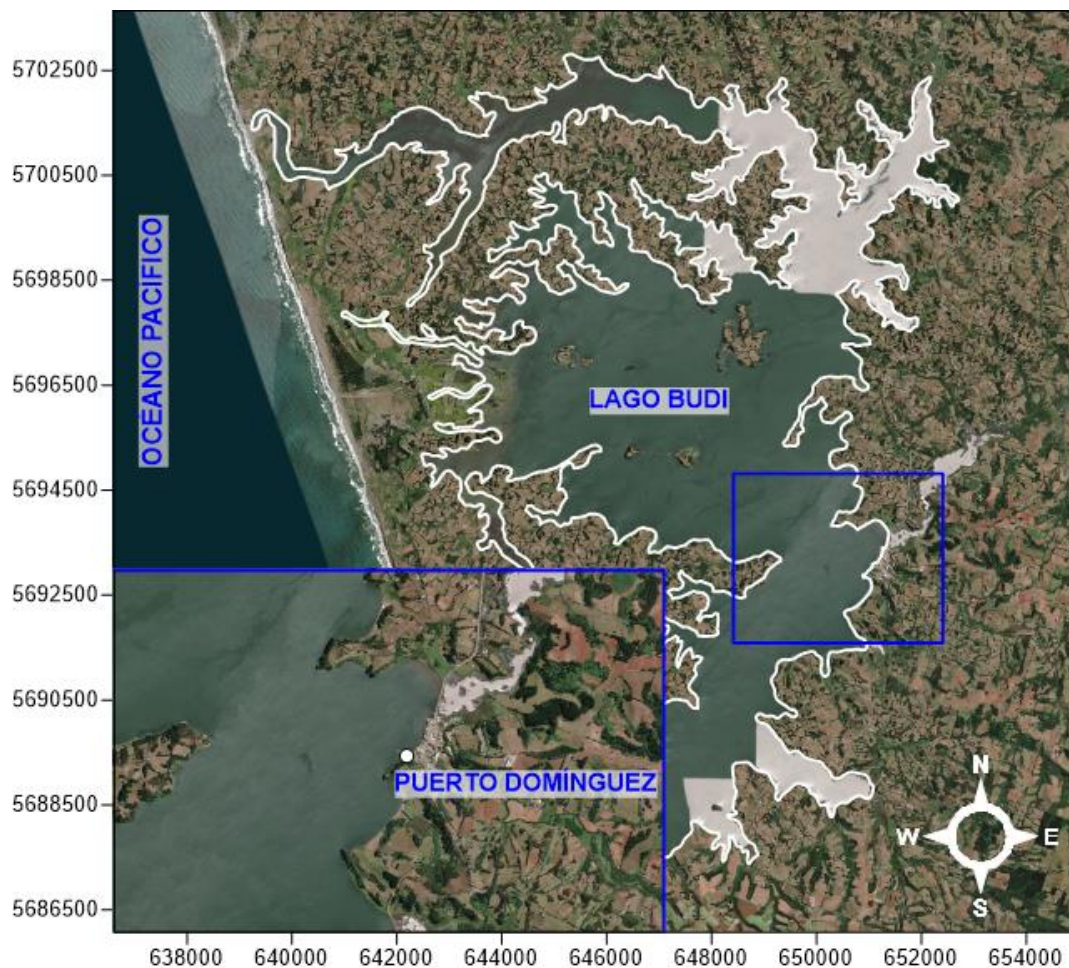


Imagen 6-2: Puerto Domínguez, Lago Budi, Región de La Araucanía.

Fuente: Elaboración propia.

6.3.2 Materiales y método

Dada la baja disponibilidad de información de campo que permita definir el oleaje del sector de Puerto Domínguez, se ha realizado un modelo de generación de oleaje por vientos para caracterizar esta variable y generar información de interés para el diseño de futuras obras.

6.3.2.1 Materiales

6.3.2.1.1 Condiciones de viento

Ante la ausencia de bases de datos de viento disponibles de larga data para la caracterización de éste, se consideró la aplicación de la información de vientos provenientes desde los resultados de la modelación numérica a nivel nacional realizada por la Universidad de Chile, bajo el marco del proyecto de caracterización del potencial de energía eólica en nuestro país (ver Ref. 3). La ubicación se presenta en la tabla siguiente:

Tabla 6-4. Coordenadas de extracción de condiciones de viento.

Variable	Coordenadas UTM (*)		Coordenadas geográficas	
Vientos	651089.31	5693055.21	38° 53.904'S	73° 15.462'O

(*) UTM = WGS'84 Zona 18H.

Fuente: Elaboración propia.

Esta información es de utilización gratuita y ha sido dispuesta a los usuarios en el denominado “Explorador Eólico” del Ministerio de Energía. Para la finalidad de este estudio, esta fuente de información provee los siguientes datos:

- Acceso a todos los niveles verticales del modelo que se hallan entre 0 y 250 metros de altura (que en total suma 12 niveles).
- Acceso a series horarias de viento de un año (velocidad y dirección).

Los vientos disponibles en esta base de datos corresponden al resultado de la aplicación del modelo numérico WRF (Weather Research and Forecasting), que tiene como principales características las siguientes:

- Modelo a meso escala
- Modelo tipo no-hidrostatístico que resuelve las ecuaciones primitivas que controlan la circulación atmosférica.
- Representa el estado de la atmósfera en una grilla tridimensional en términos de unas 10 variables fundamentales (las tres componentes de viento u-v-w, la temperatura, presión, humedad y varias especies microfísicas que representan las diferentes fases del agua líquida).
- Dada una condición inicial y de borde, las ecuaciones del modelo se integran numéricamente (usualmente en pasos de unos segundos) para avanzar el estado del modelo hacia el futuro.

-
- Resuelve las ecuaciones primitivas mediante aproximaciones numéricas, discretizando espacial y temporalmente en intervalos que dependen de la resolución.
- Las ecuaciones numéricas sólo pueden resolver adecuadamente los procesos meteorológicos cuyo tamaño sea mayor al de las celdillas del modelo.
- WRF es diseñado para resolver fenómenos de la meso y micro escala y, por lo tanto, sus grillas pueden alcanzar altas resoluciones hasta unos cientos de metros.
- Para poder incorporar la gama completa de fenómenos meteorológicos que ocurren en la atmósfera real el modelo utiliza una configuración de grillas anidadas.
- La condición de borde para la grilla exterior se obtiene a partir de datos históricos globales del clima que son mantenidos por centros operacionales de pronóstico del tiempo

En la Imagen 6-3 se presenta de manera general, la metodología empleada para la aplicación de este modelo numérico en Chile.

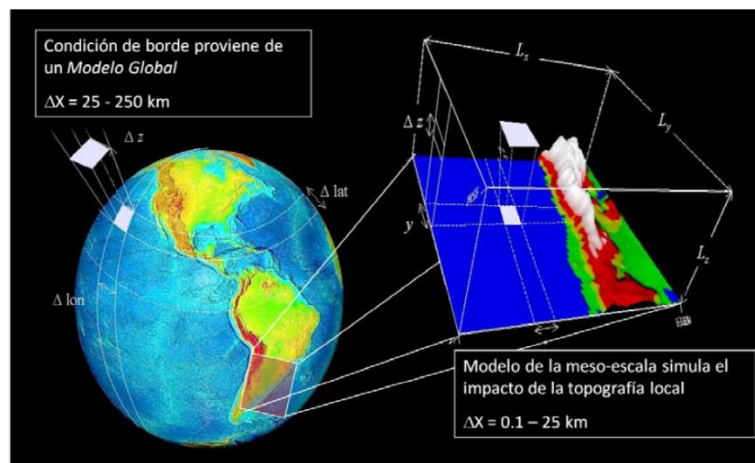


Imagen 6-3. Configuración del modelo numérico regional WRF.

Fuente: El Explorador Eólico 2012, Descripción y Manual de Uso.

A la derecha representa la atmósfera con una alta resolución espacial sobre una región relativamente pequeña. El modelo regional recibe su condición de borde de un modelo de datos históricos, de gruesa resolución, que cubre todo el planeta.

Para analizar el comportamiento general del viento en Puerto Domínguez, se empleó la información extraída de la herramienta referida a una altura de 15 [m].

A. Clima operacional de vientos

Con respecto a la estadística general, la velocidad media corresponde a 4.75 [m/s] mientras que la magnitud máxima alcanza 19.46 [m/s] proveniente desde la dirección 22.5°. Las magnitudes se agrupan entre 1 y 11 [m/s] alcanzando el 99.45% de los eventos del año 2010, siendo el intervalo de Brisa suave (3.06 - 5.28 [m/s]) el de mayor presencia con 27.45% seguido de Brisa Ligera y Brisa moderada con 24.61% y 24.27% del total. Mientras que las calmas (0.00 – 0.28 [m/s]) alcanzan el 0.55% del registro.

Cuando los datos de vientos son analizados mediante la escala de Beaufort, estos se agrupan de acuerdo a los histogramas que se pueden apreciar en la Imagen 6-4. Las magnitudes indicaron que preferentemente la circulación atmosférica está regida por brisas ligeras a moderados.

Direccionalmente se advierte un claro dominio del primero y tercer cuadrante, cubriendo principalmente las direcciones SW hasta el NE, con mayores frecuencias de aparición (12% aproximadamente) para la componente NE, seguida del SW, EME y SSW, con aproximadamente 10% de frecuencia de aparición cada una.

Los resultados direccionales pueden ser confirmados al analizar la rosa de vientos que se presenta en la Imagen 6-5, en la cual puede advertirse la marcada direccionalidad desde el primero y tercer cuadrante.

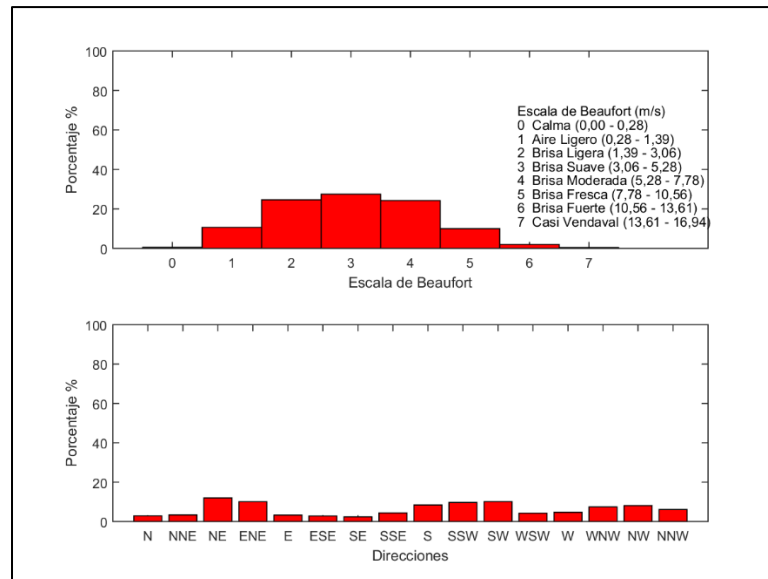


Imagen 6-4: Histogramas de magnitudes y direcciones del viento, de acuerdo a la base de datos del modelo EOLO de la Universidad de Chile, para la localidad de Puerto Domínguez.

Fuente: Elaboración propia.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

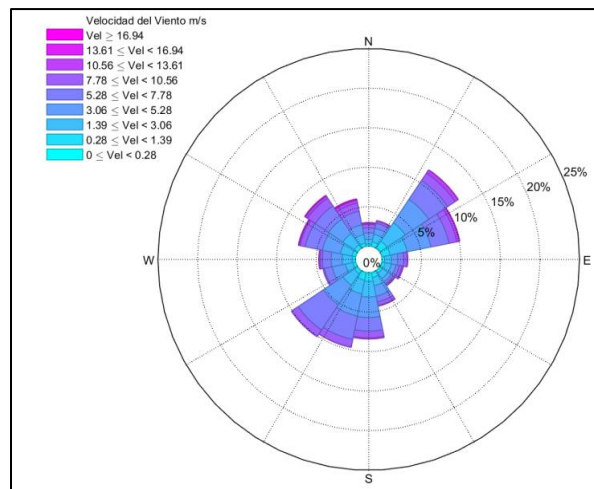


Imagen 6-5: Rosa direccional de vientos, de acuerdo con la base de datos del modelo EOLO de la Universidad de Chile, para la localidad de Puerto Domínguez.

Fuente: Elaboración propia.

Como resumen estadístico de la información de vientos recopilada desde el explorador eólico, se ha preparado la Tabla 6-5 en la cual se indican tanto para direcciones como magnitudes, los máximos, mínimos, promedio, desviación estándar y percentiles 75% y 25%.

Las máximas magnitudes del viento esperadas para la zona de estudio serían de 19.46 m/s, con mínimos que ascienden a una calma con 0.06 m/s de velocidad. Las condiciones medias del sector describen vientos con magnitudes de 4.75 m/s, lo cual de acuerdo a la escala de Beaufort asciende a brisa suave.

Tabla 6-5. Resumen estadístico de los vientos obtenidos desde el explorador eólico, para la localidad de Puerto Domínguez.

Estadístico	Magnitud (m/s)	Dirección (°)
Promedio	4.75	183.09
Mínimo	0.06	0.00
Máximo	19.46	358.71
Desviación Estándar	2.81	102.05
Percentil 75%	6.52	273.00
Percentil 25%	2.56	69.00

Fuente: Elaboración propia.

B. Clima extremo de vientos

En el anterior punto se presentó el clima operacional de vientos generado por Aguas Consultores para el presente proyecto, en éste se generó un año de oleaje a partir de las series direccionales de vientos disponibles. Para obtener los valores extremos de vientos a partir de la estadística disponible resulta válido

extrapolar hasta 6 años de T_R , debido que sólo se puede calcular certeramente hasta 7 veces el largo de la serie de tiempo generada. Sin embargo, y debido que no existen campañas de campo ni antecedentes que representen el fenómeno durante mayor período de tiempo, se estimaron valores de 5, 10, 25, 50, 75 y 100, que permitirán generar un antecedente para éste y futuros proyectos.

El análisis de clima extremo de oleaje se ejecutó ajustando la función de distribución Gumbel a la serie de datos extremos.

Con relación a la probabilidad de no excedencia definida por la distribución Gumbel empleada, esta presenta la expresión indicada en la Ecuación 6-1.

Ecuación 6-1: Probabilidad de no excedencia definida por la distribución Gumbel.

$$P(h > H) = e^{-e^{-\left(\frac{H-A}{B}\right)}}$$

Donde:

A : Parámetro de escala.
 B : Parámetro de ubicación.
 H : Velocidad de viento.

La probabilidad de no excedencia asociada a cada elemento de la muestra seleccionada se debe obtener mediante la expresión de Gringorten (1963), debido a que se ha demostrado que da resultados no sesgados de la probabilidad de ploteo (Goda, 1992). La función de ploteo de Gringorten tiene la expresión presentada en la Ecuación 6-2.

Ecuación 6-2: Función de ploteo de Gringorten (1963).

$$P_o = F_i = 1 - \frac{i - 0.44}{n + 0.12}$$

Dónde:

i : Ubicación del dato, considerando orden decreciente de mayor a menor.
 n : Número total de datos.

Efectuando regresión lineal y empleando el método de mínimos cuadrados, para ajustar la función de los datos, se obtienen los valores de parámetros de cada distribución. Se presenta el coeficiente de determinación (R^2) que varía entre 0 y 1, e indica el porcentaje que el modelo es capaz de explicar, en relación con las observaciones.

Para el análisis se empleó la serie de tiempo (generada a partir del explorador eólico) considerando 20 valores, los cuales fueron seleccionados para el análisis como eventos superiores al promedio de la estadística más cuatro desviaciones estándares. Además se verificó que cada evento estuviera espaciado temporalmente en 72 horas.

6.3.2.1.2 Batimetrías

Con respecto a la batimetría se emplearon dos fuentes de información; la primera corresponde a la carta náutica del Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada (en adelante SHOA), las cuales corresponden principalmente a la descripción geográfica del terreno y sus profundidades. Si bien el uso está orientado a apoyar la navegación y no para describir con precisión la geomorfología del lecho presenta información batimétrica útil para la generación del dominio numérico. Mientras que la segunda a la batimetría disponible en los planos de proyecto “Construcción de embarcaderos menores Lago Budi – III Etapa embarcadero Puerto Domínguez, Junio 2004”.

Ambas fuentes de información fueron consolidadas en una única base de datos, privilegiando los datos disponibles en los planos del proyecto y velando por no generar traslapes de información entre ellas, verificando que el sistema de coordenadas planas fuera concordantes con los detalles de fotografías satelitales.

Tabla 6-6. Carta náutica del SHOA empleada en el proyecto.

N°	Nombre	Escala	Sistema de referencia
6224	Lago Budi	1:20.000	SIRGAS (WGS-84)

Fuente: Elaboración propia.

6.3.2.1.3 Modelo numérico CMS-WAVE

CMSWAVE fue desarrollado por Lin et al. (2006b) y Demirbilek et al. (2007), previamente este modelo se llamó WABED (Wave-Action Balance Equation Diffraction) y corresponde a un modelo espectral bidimensional basado en la ecuación con aproximación parabólica, incluyendo disipación de energía y términos que simulan la difracción de acuerdo con Mase et al. (2005a).

Las principales capacidades de CMSWAVE son:

- Refracción
- *Shoaling*
- Rompiente
- Disipación debido a la rotura
- Disipación por fricción de fondo
- Difracción
- Reflexión

- Interacción oleaje corrientes
- Generación y crecimiento del oleaje (incluyendo whitecapping)
- Sobrepaso y run-up del oleaje en playas
- Interacción no lineal del oleaje

La ecuación principal que resuelve el modelo CMSWAVE es la de acción de ondas, descrita según la Ecuación 3.

Ecuación 3: Conservación de la acción de onda.

$$\frac{\partial(C_x N)}{\partial x} + \frac{\partial(C_y N)}{\partial y} + \frac{\partial(C_\theta N)}{\partial \theta} = \frac{k}{2\sigma} \left[(CC_g \cos^2 \theta N_y)_y - \frac{CC_g}{2} \cos^2 \theta N_{yy} \right] - \varepsilon_b N - S$$

$$N = \frac{E(\sigma, \theta)}{\sigma}$$

Dónde:

N	: Acción de onda.
E	: Densidad de energía espectral.
σ	: Frecuencia.
θ	: Dirección.
C	: Celeridad de la onda.
C_g	: Celeridad de grupo.
N_y y N_{yy}	: Primera y segunda derivada de N respecto de y .
C_x, C_y, C_θ	: Celeridad de la onda respecto de x , y o θ , respectivamente.
k	: Parámetro empírico que representa la intensidad de la difracción.
ε_b	: Disipación de energía debido a la rotura.
S	: Término fuente, incluyendo ingreso y pérdidas de energía.

Cabe destacar que el primer término de la derecha de la Ecuación 3, corresponde a la difracción de acuerdo a la aproximación de Mase et al. (2005b), que, según diversos ensayos de laboratorios desarrollados por el mismo autor, es capaz de representar los efectos de obras de longitud semi infinitas y diversas configuraciones, mediante la calibración del coeficiente k .

Para determinar la interacción oleaje corrientes, CMSWAVE incorpora la metodología de Larson & Kraus (2002) considerando el efecto “Doppler shifting”, que según la investigación desarrollada por Lai et al. (1989) permite que la teoría lineal del oleaje se ajuste de manera adecuada.

Respecto de la reflexión del oleaje, CMSWAVE aplica un coeficiente sin representar el fenómeno físico propiamente tal, mientras que para estimar la altura de oleaje rompiente aplica el criterio de Miche (1951) y para la disipación de energía debido a rotura se puede emplear alguno de los siguientes métodos:

- Ecuación extendida de Goda (Sakai et al. 1989).
- Ecuación extendida de Miche (Batjjes 1972; Mase *et al.* 2005b).
- Batjjes & Janssen (1978).
- Chawla & Kirby (2002).

La pérdida de energía por fricción de fondo es calculada mediante la metodología de Collins (1972) usando coeficientes del tipo Darcy-Weisbach.

En el caso de la interacción con estructuras, CMSWAVE incluye el run-up y sobrepaso, tal como se comentó previamente. En el caso de la primera variable (run-up) se resuelve la ecuación de momento, mientras que la segunda (sobrepaso), se realiza mediante coeficientes de transmisión. Desde un punto de vista numérico, CMSWAVE es un modelo en diferencias finitas que permite usar grillas con elementos rectangulares y anidar¹ para optimizar la resolución.

El término fuente (S) se puede describir como la acción conjunta de los términos fuente y sumideros, de acuerdo la Ecuación 4.

Ecuación 4: Descomposición del término fuente

$$S = S_{in} + S_{ds}$$

Dónde:

S_{in} : Término de incorporación de energía.

S_{ds} : Término de disipación de energía.

El término de incorporación de energía (S_{in}) permite a la ecuación de balance de acción de onda, determinar la generación de oleaje debido a la acción del viento y puede ser modelado de acuerdo con lo indicado en la Ecuación 5.

Ecuación 5: Crecimiento del oleaje por viento

$$S_{in} = \frac{a_1 \sigma}{g} F_1(\vec{W} - \vec{C}_g) F_2\left(\frac{C_g}{W}\right) E_{PM}^*(\sigma) \Phi(\theta) + \frac{a_2 \sigma}{g} F_1(\vec{W} - \vec{C}_g) F_2\left(\frac{C_g}{W}\right) F_3\left(\frac{C_g}{W}\right) N$$

Dónde:

a_1 y a_2 : Coeficientes constantes.

W : Velocidad del viento.

¹ El anidamiento puede ser entre varias grillas y con distintas orientaciones, es decir, no necesariamente la grilla fina debe tener la misma dirección principal que la gruesa. Sin embargo, no se recomienda exceder un ángulo de 45° entre la orientación de las grillas.

$E_{PM}^*(\sigma)$: Espectro de Pierson-Moskowitz expresado como una función.

$\Phi(\theta)$: Dispersión direccional relativa (entre el viento y el oleaje presente en el medio fluido)

$$F_1(\vec{W} - \vec{C}_g) = \begin{cases} W \cos(\theta_{wind} - \theta) - C_g & C_g < W \\ 0 & C_g \geq W \end{cases}$$

$$F_2\left(\frac{C_g}{W}\right) = \begin{cases} \left(\frac{C_g}{W}\right)^{1.15} & C_g < W \\ 1 & C_g \geq W \end{cases}$$

$$F_3\left(\frac{C_g}{W}\right) = \begin{cases} \log_{10} \left[\left(\frac{C_g}{W}\right)^{-1} \right] & C_g < W \\ 0 & C_g \geq W \end{cases}$$

6.3.2.2 Metodología

Para estudiar el comportamiento del Lago Budi, específicamente las localidades Puerto Domínguez, en lo relativo al oleaje operacional y extremo generado por vientos, se desarrolló un set de tareas para ejecutar el presente estudio. La Imagen 6-6 ilustra mediante un diagrama de flujo la metodología empleada.

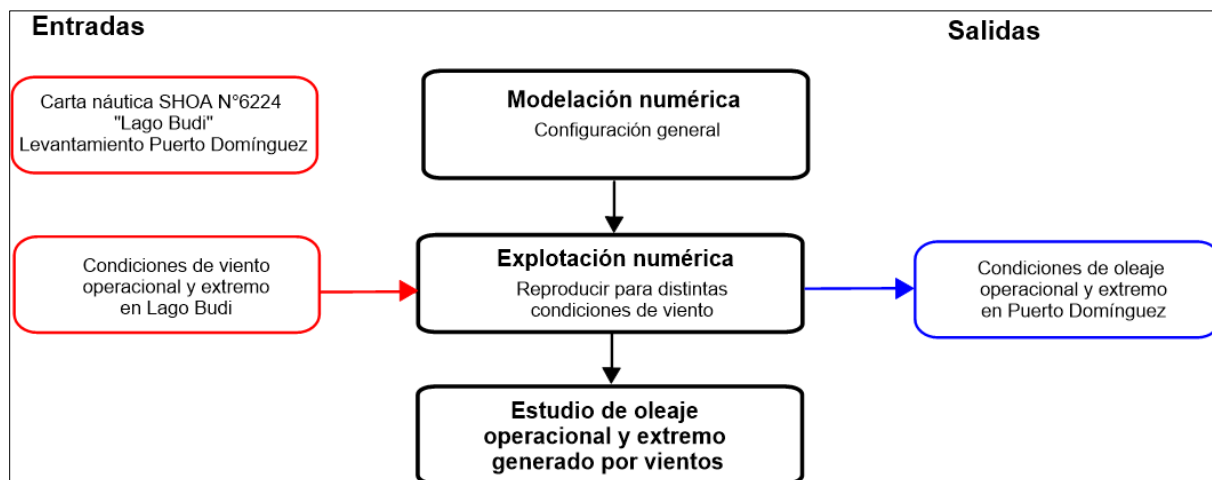


Imagen 6-6: Diagrama de flujo de la metodología implementada.

Fuente: Elaboración propia.

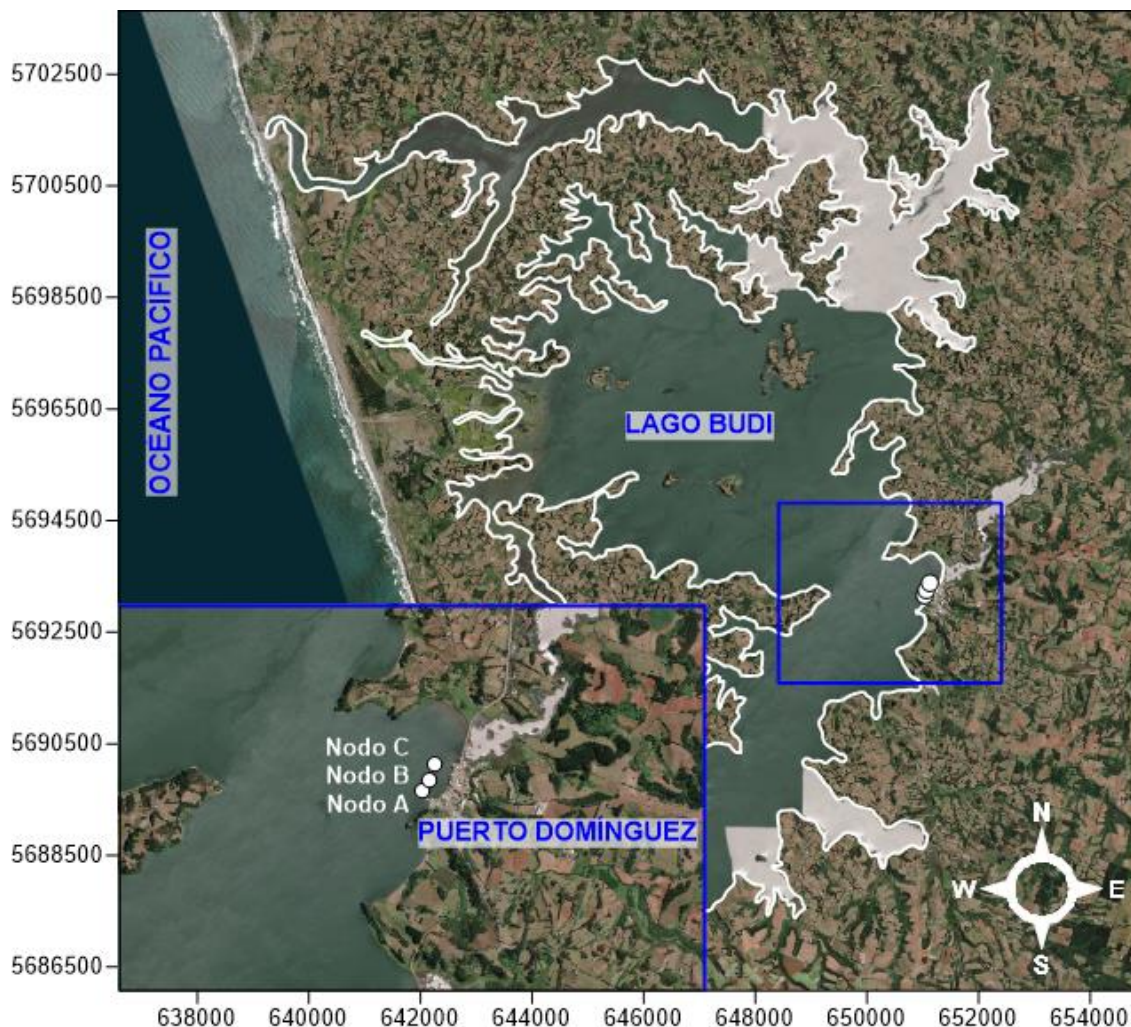
6.3.2.2.1 Metodología numérica

Configuración general del modelo numérico CMS-WAVE

Para la realización del modelo numérico, se generó una malla de 8011 elementos y 4582 nodos. Los dominios abarcaron profundidades entre -15 hasta 0.0 metros con respecto al NRS.

Para la introducción de las condiciones de vientos como forzante del oleaje, se supuso un campo homogéneo de viento para todo el dominio numérico. El oleaje generado por la acción del viento, para los casos simulados fueron, extraídos en el nodo presentado y descrito en la Imagen 6-7 y Tabla 6-7. Los resultados fueron cuantificados a través de parámetros de resumen de altura significativa (HS), período peak (TP) y dirección media (MWD).

Imagen 6-7: Modelo batimétrico y nodos de extracción para Puerto Domínguez.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6-7. Coordenadas de los nodos de extracción.

Nodos	Coordenadas UTM (*)		Coordenadas geográficas		Profundidad [m] NRS
Nodo A	651018	5693163	38° 53.846'S	73° 15.513'O	-3.3
Nodo B	651076	5693249	38° 53.799'S	73° 15.474'O	-3.5
Nodo C	651125	5693376	38° 53.730'S	73° 15.442'O	-3.9

(*) UTM = WGS'84 Zona 18H.

Fuente: Elaboración propia.

Para realizar la generación del oleaje local en el sector de Puerto Domínguez, se empleó la base de datos de viento obtenidas desde el Explorador Eólico para el año 2010 como forzante para el modelo CMS-WAVE, mediante el cual se desarrolló la simulación para el año completo, construyéndose series horarias de altura, periodo y dirección del oleaje.

Las series de tiempo obtenidas para cada uno de los nodos se sometieron a análisis estadístico convencional, con la finalidad de estimar las rosas de distribución (dispersión y barras), histogramas, curvas de excedencia y tablas de incidencia.

6.3.2.2.2 Explotación numérica

El presente apartado corresponde a los resultados de la explotación numérica del modelo de oleaje generado por vientos. Los resultados se han analizado en dos tipos: Clima operacional y extremo.

A. Clima operacional

El clima de oleaje operacional para los tres (3) nodos de extracción (mediante generación de vientos) se presenta mediante rosas dispersión y barras de altura, período y dirección (ver Imagen 6-9 y Imagen 6-10), histogramas de aparición y curvas de excedencia (ver Imagen 6-11) y tablas bi-variables de los nodos analizados entre la Tabla 6-8 y Tabla 6-13.

La distribución de oleaje se realiza en términos de tres parámetros resumen:

- 1) Altura significativa (H_{m0}).
- 2) Período peak (T_p).
- 3) Dirección media (MWD).

Considerando:

- A (%) : Porcentaje de ocurrencia para cada clase.
- C (%) : Porcentaje de excedencia.

En la Imagen 6-11 se observa que para los Nodos A, B y C (sector Puerto Domínguez) el 30.47, 25.77 y 25.56% exceden los 0.2 metros, mientras que para olas mayores a 0.3 metros excede en 2.78, 0.85 y 0.44% para los dos nodos de extracción del sector de estudio. Con respecto a los periodos, el 62.87, 61.12 y 60.35% exceden los 1.5 segundos, mientras que el 0.13, 0.06 y 0.06% superan los 3.0 segundos.

Con respecto al clima operacional se observa que en los Nodos A, B y C las alturas se agrupan – mayoritariamente- entre 0.0 y 0.1 metros alcanzando el 69.53, 74.23 y 74.44% de los eventos, seguido por el intervalo de 0.1 a 0.2 metros con 27.69, 25.77 y 25.56% respectivamente. Con relación a los periodos estos se encuentran agrupados principalmente entre 0.0 y 2.0 segundos con el 99.72, 99.85 y 99.86%. Finalmente, la dirección más recurrente (en las mayores magnitudes de altura) para los tres nodos son SW (225°) con 19.93, 15.84 y 19.95% seguido por el WNW (292.5°) con 14.89, 14.33 y 11.94%. Otra dirección con una importante presencia recurrente corresponde al NE (45°) con 15.50, 13.75 y 14.97% pero con magnitudes despreciables debido a la ubicación de los sensores numéricos, el mínimo fetch generado y el clima de vientos en el sector de estudio. Lo anteriormente descrito se puede visualizar mediante la representación de rosas de dispersión y barras de oleaje presentadas en la Imagen 6-9 y Imagen 6-10.

La Imagen 6-8 ilustra un mapa de altura significativa de oleaje generado por vientos para la condición operacional del Lago Budi. En ella se observa que las mayores magnitudes se presentan en el sector Este de la imagen, correspondiente al sector de Puerto Domínguez, alcanzando magnitudes promedio de 0.35 metros. En Norte, NW, W y Sur se presentan las menores alturas y se debe a que el oleaje no se logra desarrollar por la poca longitud de fetch.

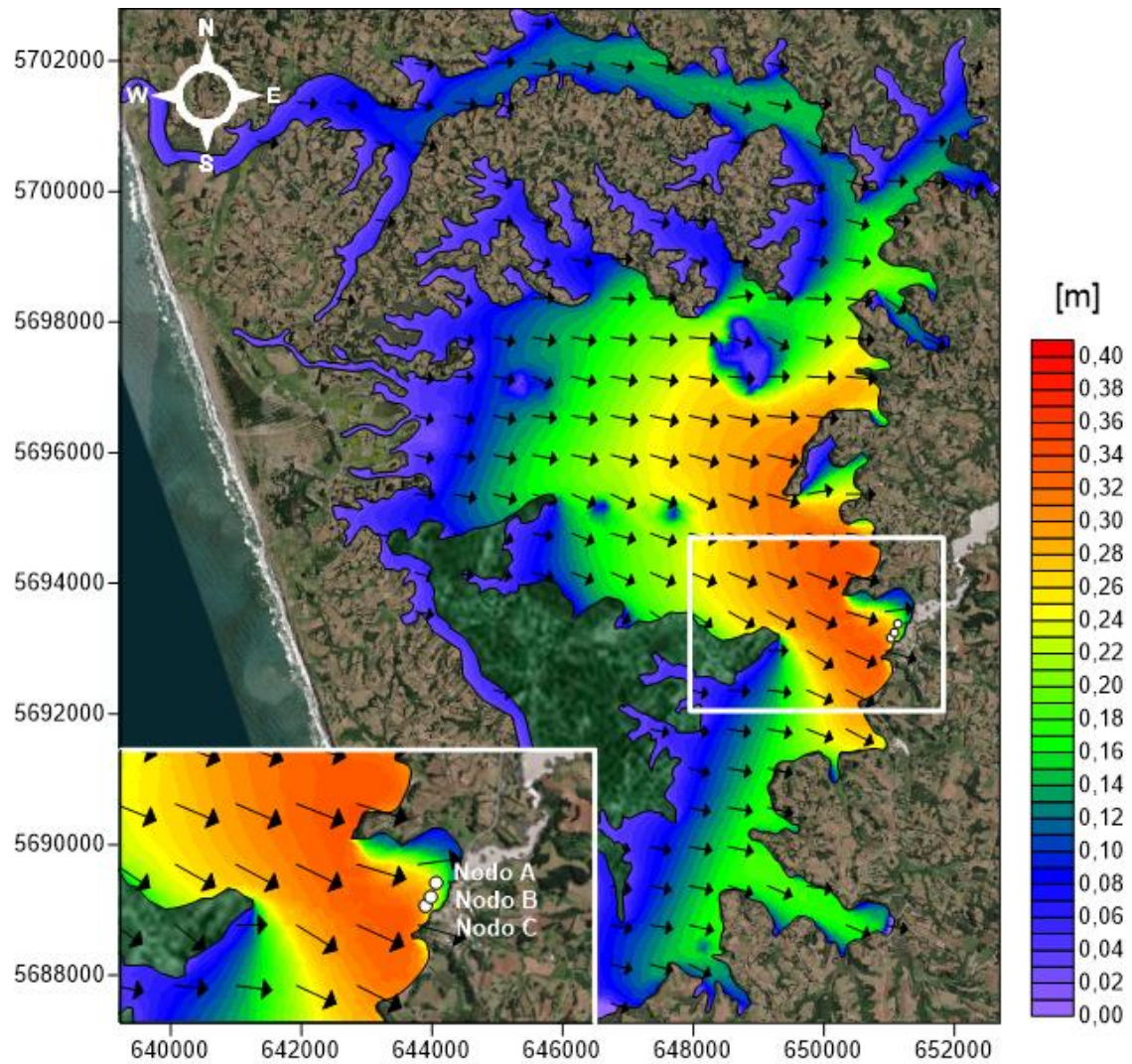


Imagen 6-8: Mapa de altura significativa de oleaje para condición operacional de vientos.

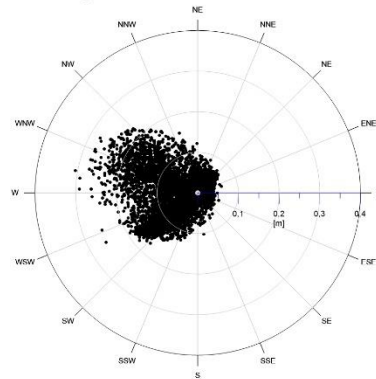
Fuente: Elaboración propia.

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

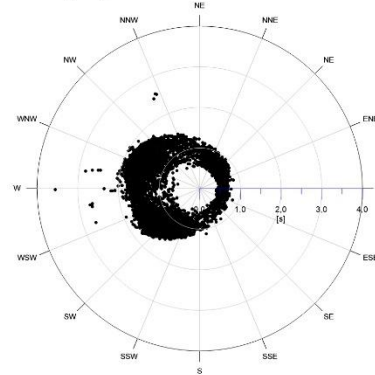
Imagen 6-9: Rosas de dispersión de oleaje para nodos de extracción.

Nodo A

A) H_s

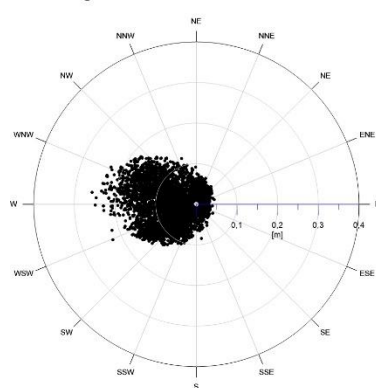


B) T_p

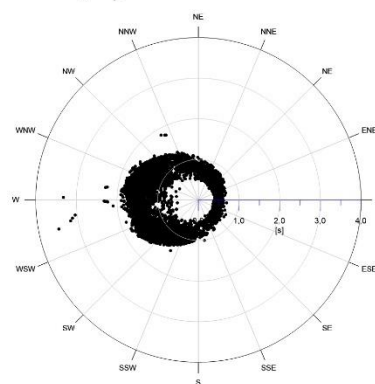


Nodo B

A) H_s

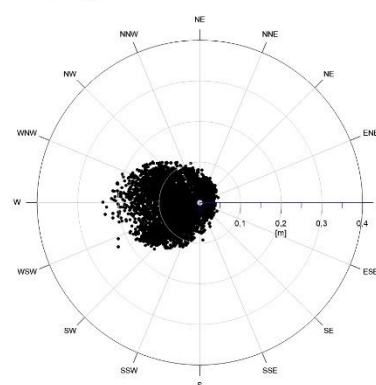


B) T_p

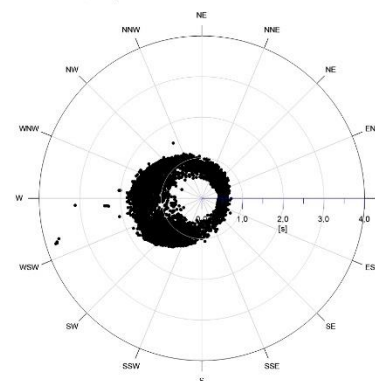


Nodo C

A) H_s



B) T_p



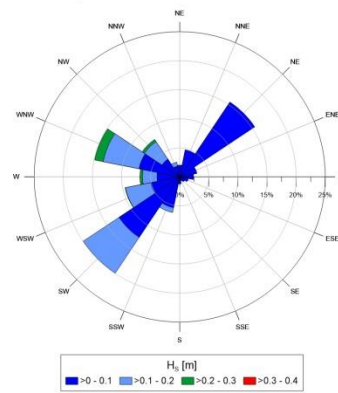
Fuente: Elaboración Propia

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

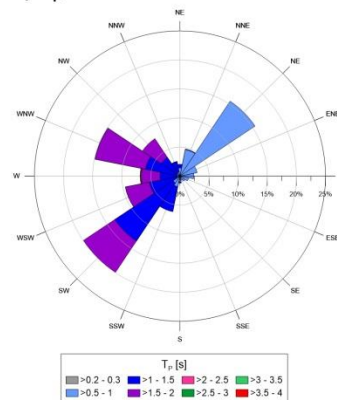
Imagen 6-10: Rosas de barra de oleaje para nodos de extracción.

Nodo A

A) H_s

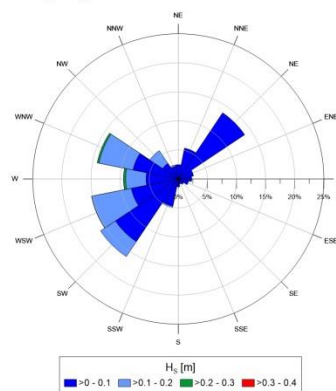


B) T_p

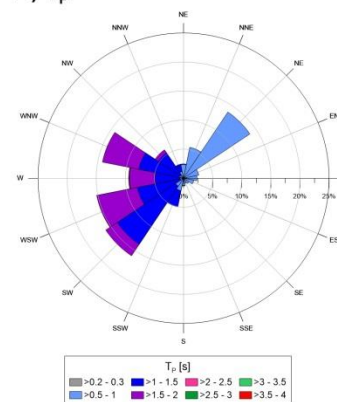


Nodo B

A) H_s

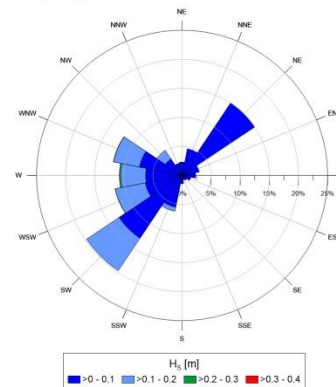


B) T_p

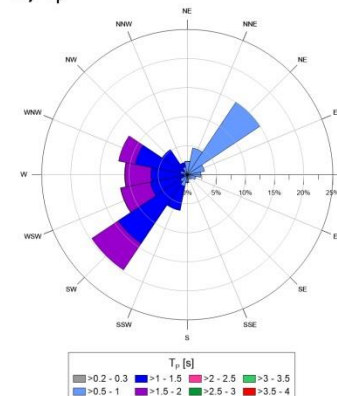


Nodo C

A) H_s

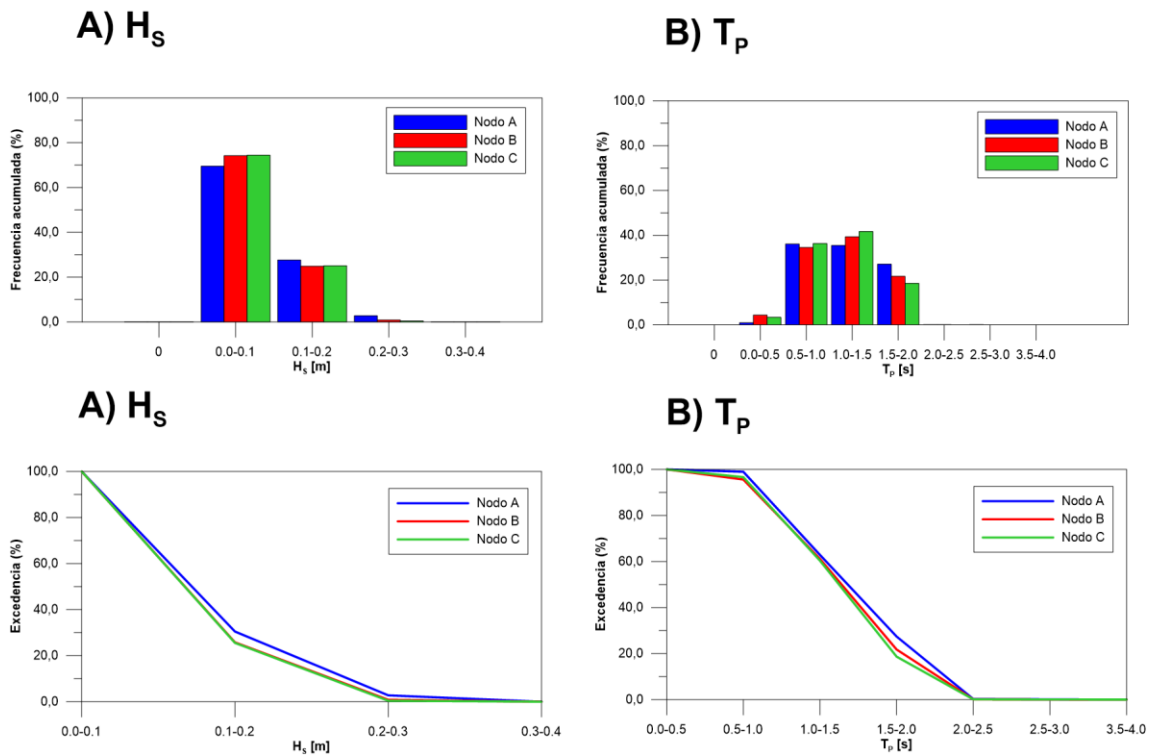


B) T_p



Fuente: Elaboración Propia.

Imagen 6-11: Histogramas de oleaje y curvas de excedencia para parámetros de altura y periodos en cada nodo de extracción.



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 6-8: Tablas de incidencia del oleaje en Nodo A para los parámetros H_{M0} [m] vs T_p [s].

Nodo A	Periodo [s]							Total	C (%)
	Altura [m]	0.0-0.5	0.5-1.0	1.0-1.5	1.5-2.0	2.0-2.5	2.5-3.0		
0.0-0.1	1.01	36.12	28.67	3.51	0.08	0.12	0.01	69.53	100.00
0.1-0.2	0.00	0.00	6.77	20.92	0.00	0.00	0.00	27.69	30.47
0.2-0.3	0.00	0.00	0.00	2.72	0.05	0.00	0.00	2.77	2.78
0.3-0.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.01
Total	1.01	36.12	35.45	27.15	0.14	0.12	0.01	100.00	
C (%)	100	98.99	62.87	27.42	0.28	0.13	0.01		

Fuente: Elaboración Propia

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 6-9: Tablas de incidencia del oleaje en Nodo A para los parámetros H_{M0} [m] vs MWD [°] y T_p [s] vs MWD [°].

Nodo A Altura [m]	Dirección																Total	C (%)
	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW		
0.0-0.1	1.95	4.76	15.50	3.01	2.38	1.50	1.05	0.72	1.17	5.12	11.96	4.74	3.72	6.74	3.38	1.84	69.53	100.00
0.1-0.2	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	1.13	7.97	4.78	2.62	6.50	3.82	0.75	27.69	30.47
0.2-0.3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.07	0.48	1.66	0.55	0.00	2.77	2.78
0.3-0.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01
Total	2.03	4.76	15.50	3.01	2.38	1.50	1.05	0.72	1.20	6.25	19.93	9.59	6.83	14.89	7.76	2.59	100.00	
C (%)	100.00	97.97	93.20	77.70	74.69	72.31	70.81	69.76	69.04	67.84	61.58	41.65	32.07	25.23	10.34	2.59		

Nodo A Periodo [s]	Dirección																Total	C (%)
	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW		
0.0-0.5	0.00	0.01	0.13	0.16	0.45	0.17	0.08	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	100.00
0.5-1.0	1.40	4.64	15.37	2.85	1.94	1.34	0.96	0.71	0.99	1.77	1.37	0.49	0.42	0.57	0.59	0.72	36.12	98.99
1.0-1.5	0.64	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.22	4.49	11.88	4.80	2.97	5.38	3.20	1.77	35.45	62.87
1.5-2.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.68	4.28	3.24	8.92	3.97	0.06	27.15	27.42
2.0-2.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.11	0.02	0.00	0.01	0.14	0.28
2.5-3.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.08	0.00	0.00	0.02	0.12	0.13
3.5-4.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01
Total	2.03	4.76	15.50	3.01	2.38	1.50	1.05	0.72	1.20	6.25	19.93	9.59	6.83	14.89	7.76	2.59	100.00	
C (%)	100.00	97.97	93.20	77.70	74.69	72.31	70.81	69.76	69.04	67.84	61.58	41.65	32.07	25.23	10.34	2.59		

Fuente: Elaboración Propia

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 6-10: Tablas de incidencia del oleaje en Nodo B para los parámetros H_{M0} [m] vs T_P [s].

Nodo B Altura [m]	Periodo [s]							Total	C (%)
	0.0-0.5	0.5-1.0	1.0-1.5	1.5-2.0	2.0-2.5	2.5-3.0	3.5-4.0		
0.0-0.1	4.37	34.51	31.75	3.46	0.09	0.05	0.01	74.23	100.00
0.1-0.2	0.00	0.00	7.58	17.33	0.00	0.00	0.00	24.92	25.77
0.2-0.3	0.00	0.00	0.00	0.85	0.00	0.00	0.00	0.85	0.85
0.3-0.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Total	4.37	34.51	39.33	21.64	0.09	0.05	0.01	100.00	
C (%)	100	95.63	61.12	21.79	0.15	0.06	0.01		

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 6-11: Tablas de incidencia del oleaje en Nodo B para los parámetros H_{M0} [m] vs MWD [°] y T_P [s] vs MWD [°].

Nodo B Altura [m]	Dirección																Total	C (%)
	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW		
0.0-0.1	2.47	5.47	13.75	2.66	2.28	1.74	1.11	0.84	1.32	4.63	12.04	7.68	5.37	7.71	3.07	2.12	74.23	100.00
0.1-0.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.34	3.80	7.60	3.73	6.23	2.87	0.34	24.92	25.77
0.2-0.3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.43	0.39	0.00	0.00	0.85	0.85
0.3-0.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Total	2.47	5.47	13.75	2.66	2.28	1.74	1.11	0.84	1.32	4.97	15.84	15.30	9.53	14.33	5.93	2.46	100.00	
C (%)	100.00	97.53	92.06	78.31	75.65	73.37	71.64	70.53	69.69	68.37	63.40	47.56	32.25	22.73	8.40	2.46		

Nodo B Periodo [s]	Dirección																Total	C (%)
	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW		
0.0-0.5	0.01	0.14	1.06	0.75	1.23	0.85	0.28	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.37	100.00
0.5-1.0	2.35	5.33	12.69	1.91	1.05	0.89	0.82	0.79	1.24	2.11	1.55	0.57	0.65	0.76	0.65	1.14	34.51	95.63
1.0-1.5	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.07	2.87	11.73	7.46	4.21	7.08	4.52	1.28	39.33	61.12
1.5-2.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.56	7.26	4.53	6.49	0.76	0.04	21.64	21.79

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias

Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Nodo B	Dirección																Total	C (%)
Periodo [s]	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW		
2.0-2.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.09	0.00	0.00	0.00	0.09	0.15
2.5-3.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.05	0.06
3.5-4.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01
Total	2.47	5.47	13.75	2.66	2.28	1.74	1.11	0.84	1.32	4.97	15.84	15.30	9.53	14.33	5.93	2.46	100.00	
C (%)	100.00	97.53	92.06	78.31	75.65	73.37	71.64	70.53	69.69	68.37	63.40	47.56	32.25	22.73	8.40	2.46		

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 6-12: Tablas de incidencia del oleaje en Nodo C para los parámetros H_{M0} [m] vs T_P [s].

Nodo C	Periodo [s]							Total	C (%)
Altura [m]	0.0-0.5	0.5-1.0	1.0-1.5	1.5-2.0	2.0-2.5	2.5-3.0	3.5-4.0		
0.0-0.1	3.35	36.30	32.14	2.51	0.09	0.01	0.05	74.44	100.00
0.1-0.2	0.00	0.00	9.54	15.58	0.00	0.00	0.00	25.12	25.56
0.2-0.3	0.00	0.00	0.00	0.44	0.00	0.00	0.00	0.44	0.44
0.3-0.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Total	3.35	36.30	41.68	18.53	0.09	0.01	0.05	100.00	
C (%)	100	96.65	60.35	18.67	0.15	0.06	0.05		

Fuente: Elaboración Propia

Ministerio de Obras Públicas / Dirección de Obras Portuarias
Estudios de condiciones naturales para obras de conservación Tranapunte, Cendyr Náutico y Puerto Domínguez

Tabla 6-13: Tablas de incidencia del oleaje en Nodo C para los parámetros H_{M0} [m] vs MWD [°] y T_p [s] vs MWD [°].

Nodo C	Dirección																Total	C (%)
Altura [m]	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW		
0.0-0.1	2.32	4.65	14.97	3.02	2.36	1.58	1.02	0.83	1.41	5.33	12.79	5.96	6.02	6.98	3.17	2.04	74.44	100.00
0.1-0.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	7.15	5.63	4.33	4.89	2.01	0.11	25.12	25.56
0.2-0.3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.06	0.32	0.06	0.00	0.00	0.44	0.44
0.3-0.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Total	2.32	4.65	14.97	3.02	2.36	1.58	1.02	0.83	1.41	6.33	19.95	11.64	10.66	11.94	5.17	2.15	100.00	
C (%)	100.00	97.68	93.03	78.06	75.04	72.68	71.10	70.09	69.26	67.85	61.51	41.57	29.93	19.26	7.33	2.15		

Nodo C	Dirección																Total	C (%)
Periodo [s]	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW		
0.0-0.5	0.01	0.12	0.98	0.64	0.81	0.56	0.15	0.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.35	100.00
0.5-1.0	2.21	4.52	13.99	2.38	1.55	1.02	0.87	0.75	1.32	2.05	1.49	0.57	0.56	1.02	0.66	1.32	36.30	96.65
1.0-1.5	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.09	4.28	12.78	5.75	5.49	7.86	4.51	0.82	41.68	60.35
1.5-2.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.67	5.26	4.52	3.06	0.00	0.01	18.53	18.67
2.0-2.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.07	0.00	0.00	0.00	0.09	0.15
2.5-3.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.06
3.5-4.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.05
Total	2.32	4.65	14.97	3.02	2.36	1.58	1.02	0.83	1.41	6.33	19.95	11.64	10.66	11.94	5.17	2.15	100.00	
C (%)	100.00	97.68	93.03	78.06	75.04	72.68	71.10	70.09	69.26	67.85	61.51	41.57	29.93	19.26	7.33	2.15		

Fuente: Elaboración Propia

B. Clima externo

A partir del análisis extremo de vientos presentados en el punto A del capítulo 6.3.2.1.1 donde se procedió a emplear dichos resultados como condiciones de borde del modelo numérico de oleaje. Se destaca que de acuerdo a la literatura del estado del arte es válido extrapolar entre 4 a 5 veces la longitud de la estadística disponible. Debido que sólo existe 1 año de vientos (a partir de los resultados del Explorador Eólico de la Universidad de Chile) es válido estimar sólo hasta 5 años de períodos de retorno, sin embargo, ante la nula información de campo en el sector de Puerto Domínguez se determinaron valores para 5, 10, 25 y 50 años. Estos valores sólo son referenciales y deben ser re analizados en una etapa de diseño de futuras obras en Puerto Domínguez empleando discretización de energía por direcciones. La Tabla 6-14 presenta las condiciones obtenidas en los tres nodos numéricos del dominio numérico.

Tabla 6-14: Resultados del clima extremo de oleaje generado por vientos para Puerto Domínguez.

T_R [años]	A		B		C	
	H_{m0} [m]	Dirección [°]	H_{m0} [m]	Dirección [°]	H_{m0} [m]	Dirección [°]
5	0.22	217°	0.18	221°	0.18	221°
10	0.25	217°	0.22	221°	0.21	221°
25	0.42	217°	0.38	221°	0.38	221°
50	0.51	217°	0.47	221°	0.45	221°

Fuente: Elaboración Propia

De la Tabla 6-4 se desprende al igual que en el clima operacional que las mayores magnitudes se presentan en el Nodo A y que están disminuyendo hacia el punto B y C, sin embargo, las magnitudes continúan presentando bajos valores y sólo para el caso de 50 años superaría el medio metro. Se destaca que estos valores son referenciales de acuerdo a la naturaleza de la estadística de vientos y su extensión.

6.3.3 Conclusiones

A partir de la recopilación y análisis de antecedentes se pudo concluir que no existe un set robusto de antecedentes de campo que permitan caracterizar la zona, basándose solamente en ellos. Debido a ello, se realizó una simulación numérica para conocer el oleaje local generado por vientos.

Los resultados numéricos obtenidos para la generación de oleaje, indicaron que las alturas de olas más frecuentes son de cortos periodos (1 a 3 segundos) y bajas alturas (0.1 a 0.2 metros).

Los resultados presentados en este reporte, constituyen una primera aproximación de las condiciones naturales del sector, pero el presente consultor recomienda que en una fase de diseño de obras se realicen campañas de campo tanto para oceanografía como hidrografía para realizar un estudio numérico actualizado.

Claudio Hernández
Jefe de Proyecto

Enson Labraña
Ingeniero Civil Geotécnico